

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO
ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS
MÉDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

ASESOR

CARMEN CHILÓN MUÑOZ

<https://orcid.org/0000-0002-7644-4201>

Chiclayo, 2021

**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO
ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS
MÉDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA**

PRESENTADA POR:

OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

José Alberto Acero Martínez

PRESIDENTE

Justo David Pedraza Franco
SECRETARIO

Carmen Chilón Muñoz
VOCAL

DEDICATORIA

Tengo en mi vida la mejor compañía, dispuestos a apoyarme en cada reto, su amor, su paciencia y tolerancia han hecho posible la realización de este trabajo que me abrirá paso a mi vida profesional.

Dedico este trabajo a mi familia: A Sonia, mi mamá; Otonar, mi papá; Alma, mi hermana y a su esposo, mi amigo Oscar Mechán Gonzáles. Y para ti, que me acompañas hace algún tiempo, compañera de sueños y aventuras, Sofía Oliva Requejo.

AGRADECIMIENTOS

No todas las personas estamos preparadas para dar o compartir aquello que tenemos o sabemos, pero yo he tenido la bendición de encontrar en mi camino a quienes no dudaron en compartir conmigo su conocimiento, su experiencia y su amistad. Sin este tesoro habría sido más difícil este camino.

Gracias a mi asesor de tesis, ING. CARMEN CHILÓN MUÑOZ.

Gracias a mi profesor, excelente persona y profesional ING. JOSÉ ACERO MARTÍNEZ.

Gracias a mi compañera y amiga, LUCÍA CAROLINA SABANA PAIVA.

ÍNDICE

I.	INTRODUCCIÓN	14
II.	MARCO TEÓRICO	16
2.1.	Antecedentes del problema	16
2.2.	Bases Teórico Científicas	18
2.2.1.	Bases Legales	18
2.2.2.	Criterios Sísmicos.....	19
2.2.2.1.	Riesgo sísmico.....	19
2.2.2.2.	Vulnerabilidad sísmica	20
2.2.2.3.	Peligrosidad sísmica	20
2.2.2.4.	Factores que intervienen en el comportamiento sísmico	21
2.2.3.	Diseño de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones	23
2.2.3.1.	Disposiciones especiales para el diseño sísmico	23
2.2.4.	Características esenciales de los materiales y secciones	27
2.2.4.1.	Curva esfuerzo – deformación	28
2.2.4.1.1.	Concreto no confinado.....	28
2.2.4.1.2.	Concreto confinado.....	29
2.2.4.2.	Diagramas momento – curvatura	30
2.2.4.3.	Diagramas momento – giro	32
2.2.5.	Análisis no lineal estático.....	33
2.2.5.1.	Método del espectro de capacidad	33
2.2.5.2.	Punto de desempeño.....	35
2.2.5.3.	Niveles de desempeño para la estructura de acuerdo al ATC-40.....	38
2.2.6.	Análisis dinámico no lineal	39
III.	MATERIALES Y MÉTODOS	41
3.1.	Tipo y nivel de investigación	41
3.2.	Diseño de investigación	41

3.3.	Población, muestra, muestreo.....	41
3.4.	Criterios de selección	41
3.5.	Operacionalización de variables.....	42
3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	42
3.7.	Procedimientos	43
3.7.1.	Actualización del proyecto a la Norma E.030-2018 y E.060	43
3.7.2.	Análisis no Lineal de la edificación	43
3.7.3.	Modelamiento estructural en Etabs 17.0.1.	44
3.7.4.	Modelamiento estructural en Midas Gen	45
3.8.	Plan de procesamiento y análisis de datos	45
3.9.	Matriz de consistencia	46
3.10.	Consideraciones éticas	48
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	49
4.1.	Análisis Lineal de acuerdo a la Norma E.030 y E.060.	49
4.1.1.	Predimensionamiento	49
4.1.2.	Metrado de cargas	50
4.1.3.	Análisis dinámico modal espectral.....	51
4.1.3.1.	Participación Modal y periodos.....	53
4.1.3.2.	Distorsiones de entrepiso (Derivas)	54
4.1.3.3.	Verificación de irregularidades	54
4.1.3.4.	Fuerza cortante mínima.....	56
4.1.4.	Diseño de elementos estructurales	57
4.1.4.1.	Diseño de viga.....	57
4.1.4.2.	Diseño de losa aligerada.....	59
4.1.4.3.	Diseño de columna	61
4.1.4.4.	Diseño de muro de corte.....	64
4.1.4.5.	Diseño de muro de sótano	66

4.1.4.6. Diseño de escalera	69
4.1.4.7. Diseño de cimentación	71
4.2. Análisis no lineal estático de la edificación	73
4.2.1. Análisis no lineal estático	75
4.2.1.1. Curvas de capacidad	75
4.2.1.2. Punto de desempeño (método del espectro de capacidad)	77
4.2.2. Análisis no lineal dinámico paso a paso	80
4.2.2.1. Registros sísmicos	80
4.2.2.2. Resultados del análisis no lineal dinámico	81
V. CONCLUSIONES	88
VI. RECOMENDACIONES	90
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91
VIII. ANEXOS	94
Anexo 1: Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastres 2007.	94
Anexo 2: Compendio de Movimientos Sísmicos en el Departamento de Piura entre los años 1900-2000	95
Anexo 3: Planos	96

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Identificación de las zonas sísmicas en el Mapa del Perú.....	21
Ilustración 2: Cortante de capacidad en vigas	24
Ilustración 3: Cortante de capacidad para columna	24
Ilustración 4: Momentos en nudos	25
Ilustración 5: Confinamiento de los elementos de borde	27
Ilustración 6: Modelo de Hognestad (1951).....	28
Ilustración 7: Modelo de Mander	29
Ilustración 8: Efecto de la carga axial en la capacidad de flexión	31
Ilustración 9: Curva de Capacidad de varios de libertad y conversión a espectro de capacidad	34
Ilustración 10: Ubicación de punto de desempeño.....	35
Ilustración 11: Energía disipada por amortiguamiento y por deformación.....	36
Ilustración 12: Tabla 9.1. Norma E.060: Concreto Armado	49
Ilustración 13: Modelamiento de edificación en Software Etabs.....	51
Ilustración 14: Coeficientes para espectro de pseudoaceleraciones.....	51
Ilustración 15: Datos para el Espectro de Seudoaceleración.....	52
Ilustración 16: Espectro de Seudoaceleraciones	52
Ilustración 17: Peso por unidad de área	53
Ilustración 18: Participación Modal	53
Ilustración 19: Distorsiones de Entrepiso en Dirección X.....	54
Ilustración 20:Distorsiones de Entrepiso en Dirección Y	54
Ilustración 21: Irregularidad Torsional en Direcciones X e Y	54
Ilustración 22: Irregularidad de Esquinas Entrantes en Direcciones X e Y.....	55
Ilustración 23: Irregularidad de Discontinuidad del diafragma	55
Ilustración 24: Irregularidad de Rigidez - Piso Blando en Direcciones X e Y	55
Ilustración 25: Irregularidad de Masa o Peso.....	56
Ilustración 26: Irregularidad de Geometría Vertical	56
Ilustración 27: Fuerza Cortante Mínima	57
Ilustración 28: Momentos de Diseño para el Refuerzo de la Viga.....	57
Ilustración 29: Calculo de acero para refuerzo de Viga	58
Ilustración 30: Elección de barras de Acero de Refuerzo	58
Ilustración 31: Disposición de acero longitudinal en la Viga	59

Ilustración 32: Sección de la distribución del acero en la Viga	59
Ilustración 33: Momentos para el diseño de losa aligerada	60
Ilustración 34: Comprobación de Acero mínimo	60
Ilustración 35: Elección de Barras de Refuerzo para Losa Aligerada.....	60
Ilustración 36: Elección de Acero por Temperatura	61
Ilustración 37: Disposición de Acero en Losa Aligerada.....	61
Ilustración 38: Cargas y Momentos Actuales usados para el Diseño de la Columna	61
Ilustración 39: Análisis a 2 Caras.....	62
Ilustración 40: Elección de Barras de Acero	62
Ilustración 41: Comprobación de uso del método.....	62
Ilustración 42: Análisis a 4 Caras.....	63
Ilustración 43: Comprobación mediante uso de Diagramas de Interacción.....	63
Ilustración 44: Secciones de Distribución de Acero en la Columna	64
Ilustración 45: Verificación del Diseño de Muros	64
Ilustración 46: Verificación por Tracción y Compresión.....	65
Ilustración 47: Refuerzo de Acero Horizontal y Vertical por Nivel	65
Ilustración 48: Secciones de Acero de Refuerzo en el Muro de Corte	66
Ilustración 49: Predimensionamiento del Muro de Sótano	66
Ilustración 50: Cálculo de los empujes actuales sobre el muro de sótano	67
Ilustración 51: Diseño de Acero de Refuerzo para Muro de Sótano.....	67
Ilustración 52: Verificación por corte para Muro de Sótano.....	68
Ilustración 53: Distribución de Acero de Refuerzo en Muro de Sótano Típico.....	68
Ilustración 54: Dimensionamiento de la Escalera	69
Ilustración 55: Metrado de Cargas por Tramos de Escalera.....	69
Ilustración 56: Momentos de Diseño para el refuerzo	69
Ilustración 57: Diseño del refuerzo de la escalera.....	70
Ilustración 58: Verificación de cortante	70
Ilustración 59: Disposición de Acero de Refuerzo en Tramo de Escalera.....	70
Ilustración 60: Configuración de la Cimentación: Zapatas continuas.....	71
Ilustración 61: Modelo SAFE: Presiones sobre el terreno	72
Ilustración 62: Distribución de Acero en Zapata Continua.....	72
Ilustración 63: Distribución de Acero de Refuerzo en Viga de Cimentación.....	73
Ilustración 64: Modelamiento en Midas Gen.....	74
Ilustración 65: Armado de la Viga del Eje 1, Tramo C - D	74

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Diagrama Momento - Curvatura	75
Gráfico 2: Curva de Capacidad en dirección X.....	76
Gráfico 3: Curva de Capacidad en dirección Y.....	76
Gráfico 4: Punto de desempeño para un Sismo de Servicio – Dirección X.....	77
Gráfico 5: Punto de desempeño para un Sismo de Diseño – Dirección X.....	78
Gráfico 6: Punto de desempeño para un Sismo Máximo – Dirección X	78
Gráfico 7: Punto de desempeño para un Sismo de Servicio – Dirección Y	79
Gráfico 8: Punto de desempeño para un Sismo de Diseño – Dirección Y	79
Gráfico 9: Punto de desempeño para un Sismo Máximo – Dirección Y	80
Gráfico 10: Espectros de respuesta de acelerogramas sin escalar.....	81
Gráfico 11: Espectros de respuesta de acelerogramas escalados	81
Gráfico 12: Sismo: Lima 1970 - Desplazamiento en Dirección X	82
Gráfico 13: Sismo: Lima 1970 - Cortante Basal en Dirección X.....	82
Gráfico 14: Sismo: Lima 1970 - Desplazamiento en Dirección Y	83
Gráfico 15: Sismo: Lima 1970 - Cortante Basal en Dirección Y.....	83
Gráfico 16: Sismo: Pisco 2007 - Desplazamiento en Dirección X	84
Gráfico 17: Sismo: Pisco 2007 - Cortante Basal en Dirección X	84
Gráfico 18: Sismo: Pisco 2007 - Desplazamiento en Dirección Y	84
Gráfico 19: Sismo: Pisco 2007 - Cortante Basal en Dirección Y	85
Gráfico 20: Sismo: Arequipa 2018 - Desplazamiento en Dirección X.....	85
Gráfico 21: Sismo: Arequipa 2018 - Cortante Basal en Dirección X	85
Gráfico 22: Sismo: Arequipa 2018 - Desplazamiento en Dirección Y	86
Gráfico 23: Sismo: Arequipa 2018 - Cortante Basal en Dirección Y	86

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación del territorio peruano de acuerdo a la peligrosidad sísmica según la Norma E-030	20
Tabla 2: Clasificación de los suelos dada por la norma E-030	23
Tabla 3: Valores de k de acuerdo al ATC-40.....	37
Tabla 4: Valores Mínimo de S_{Ra} y S_{Rv} de acuerdo al ATC-40	38
Tabla 5: Operacionalización de variables	42
Tabla 6: Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	42
Tabla 7: Matriz de Consistencia.....	46
Tabla 8: Cargas consideradas para el análisis estructural	50
Tabla 9: Registros sísmicos empleados para el análisis no lineal dinámico	80
Tabla 10: Valores máximos de cortante y desplazamiento	86
Tabla 11: Derivas en la dirección X.....	87
Tabla 12: Derivas en la dirección Y	87

RESUMEN

La presente investigación, de carácter cualitativa y no experimental, tiene como objetivo optimizar el diseño estructural del proyecto Consultorios Médicos de la ciudad de Piura mediante un análisis no lineal, estático y dinámico, utilizando como herramienta principal el software Midas Gen. El trabajo parte de una actualización del diseño estructural a partir de lo estipulado en la norma E.030 – 2018, lo cual conllevó a la utilización de nuevas secciones, tales como vigas 30x50 y 30x60, así como columnas de 40x60 y de 60x30, con muros de 25cm de espesor en la dirección X y 20cm de espesor en la dirección Y. Luego, para dicha estructuración, se evaluó el comportamiento bajo el método Pushover, en donde se obtuvo un desplazamiento de 9.25 cm. para una cortante basal de 613.52 Tnf. y un desplazamiento de 7.54 cm. para una cortante basal de 684 Tnf., en las direcciones X e Y respectivamente, llegando a un nivel de desempeño de seguridad limitada (SP4); además, se realizó el análisis dinámico no lineal paso a paso, en donde se consideró el comportamiento histerético de los elementos bajo el modelo degradante de Takaeda y se utilizaron registros acelerométricos de los sismos de Lima de 1970, Pisco en el año 2007 y de Arequipa en el año 2018, los cuales fueron escalados al espectro objetivo de la Norma E.030, en donde las derivas máximas fueron obtenidas para el sismo de Lima con valores de 0.010 y 0.013 en las direcciones X e Y.

Palabras clave: optimización, análisis no lineal, diseño estructural, desplazamientos, cortantes

ABSTRACT

The present investigation, of a qualitative and non-experimental nature, aims to optimize the structural design of the Medical Clinic project of the city of Piura through a non-linear, static and dynamic analysis, using the Midas Gen software as the main tool. an update of the structural design from what is stipulated in the E.030 - 2018 standard, which led to the use of new sections, such as 30x50 and 30x60 beams, as well as 40x60 and 60x30 columns, with 25cm thick walls. thickness in the X direction and 20cm thickness in the Y direction. Then, for said structuring, the behavior was evaluated under the Pushover method, where a displacement of 9.25 cm was obtained. for a basal shear of 613.52 Tnf. and a displacement of 7.54 cm. for a basal shear of 684 Tnf., in the X and Y directions respectively, reaching a limited safety performance level (SP4); In addition, the non-linear dynamic analysis was performed step by step, where the hysterical behavior of the elements was considered under the Takeda degrading model and accelerometric records of the earthquakes of Lima in 1970, Pisco in 2007 and Arequipa were used. in 2018, which were scaled to the target spectrum of Standard E.030, where the maximum drifts were obtained for the Lima earthquake with values of 0.010 and 0.013 in the X and Y directions.

Keywords: optimization, nonlinear analysis, structural design, displacements, shea

I. INTRODUCCIÓN

A lo largo de los años, los gobiernos a nivel mundial han manifestado una gran preocupación por el riesgo sísmico en que se encuentran sus países. Por ejemplo los países europeos, con ayuda del SHARE (Seismic Hazard Harmonization in Europe), realizaron un mapa de Riesgo Sísmico Europeo, en el que se indican los diferentes niveles de futuras presencias de sismos a lo largo del continente; de aquí se puede concluir que gran parte de estos países no tienen un riesgo significativo de sufrir grandes sismos, exceptuando países como Italia, Turquía e Islandia, que tienen mayor riesgo de sufrir terremotos en los próximos 50 años [1].

Los países de Asia, Oceanía y parte occidental de América, se encuentran en una zona de alto riesgo sísmico denominada el Círculo Sísmico Circumpacífico, en la que los sismos que se registran cada año llegan a liberar más del 80% de total de la energía sísmica; esto se da por la presencia de las más importantes zonas de subducción de placas tectónicas en el mundo, además de que en esta zona hay una actividad volcánica constante, concentrando aproximadamente el 75% de volcanes a nivel mundial. El Perú se encuentra en una zona de subducción de placas, en donde la Placa de Nazca subduce a la Placa Sudamericana; es por ello que en nuestro país se han presentado sismos severos causando gran destrucción y cobrado muchas vidas humanas [2].

El departamento de Piura, dentro de la Zonificación Sísmica se encuentra en la Zona 4, que se interpreta como una de alto potencial y riesgo sísmico, de acuerdo a la norma E.030. En esta región se registran fuertes sismos (Ver Anexo 2), como es el caso del terremoto de Huancabamba, en el año 1912, el cual registró entre 7.5 a 7.9 grados en la escala de Richter, o el terremoto en Querecotillo, en el año 1970, que estuvo entre los 7 y 7.5 grados de magnitud. A partir de esta información se prevé que hay grandes silencios sísmicos, los que se interpretan como una gran acumulación de energía; para lo cual habría que tener en consideración la posible aparición de un sismo severo.

A pesar de lo mencionado, las edificaciones en el país se diseñan a partir de los criterios impuestos por la norma E.030, que se basa en un análisis elástico lineal con una amplificación de cargas para aproximar el diseño a las solicitaciones últimas, es decir, un diseño por resistencia para las secciones de los elementos estructurales. Esto conlleva a obtener secciones costosas que demandan grandes cantidades de concreto y de acero.

Por otra parte, en los últimos años, la ingeniería sismoresistente ha dado un gran salto, ya que hay una nueva filosofía a partir de un análisis estructural más complejo con ayuda de

softwares especializados. A esta nueva filosofía se llama Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño, la cual ya no trabaja con el método elástico lineal, sino que utiliza métodos de análisis no lineal, permitiendo predecir el comportamiento sísmico que tendrán las edificaciones hasta su colapso.

En tal sentido, la presente investigación es viable desde dos aspectos, uno social y otro técnico; el primero, está encaminado al desarrollo de una estructura que tenga un adecuado balance entre rigidez y ductilidad para asegurar el cuidado de las vidas humanas y también un tiempo de evacuación de la estructura aceptable en presencia de un sismo, el segundo, va dirigido a profundizar en el conocimiento referido al comportamiento sísmico “real” de una estructura, obteniendo variables claves como la ductilidad de los elementos estructurales, y de conocer la aplicación y el desarrollo de los métodos de análisis no lineal.

Por esto, la investigación tiene como objetivo principal optimizar el diseño estructural del proyecto “Consultorios Médicos” de la ciudad de Piura, mediante el análisis no lineal. Los objetivos específicos: (a) Recalcular el diseño estructural consultorios médicos, a partir de la norma E.030 - 2018, de diseño sismorresistente. (b) Analizar el proyecto “Consultorios Médicos” mediante el análisis estático no lineal (push-over). (c) Analizar el proyecto “Consultorios Médicos” mediante el análisis dinámico no lineal. (d) Evaluar un pórtico de la edificación, estableciendo una comparación de costos, entre los resultados de secciones y cuantías de acero obtenidas por el análisis lineal y no lineal. (e) Utilizar el software Midas Gen, para el análisis estructural de los métodos no lineales.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del problema

Se han realizado muchas investigaciones respecto al análisis no lineal estático y dinámico en edificaciones, evaluando el comportamiento sísmico de las estructuras, tanto a nivel nacional e internacional, como las que se mencionan a continuación:

Tesis de Máster: Análisis Estático No Lineal y Análisis Dinámico No Lineal Del Hospital De Vielha. Barcelona 2012.

Como parte inicial de la investigación, el autor corroboró que un “pushover” clásico es un método deficiente para estructuras asimétricas, por tanto, optó por un recálculo a partir de un “pushover” adaptativo que da resultados semejantes a los cálculos a partir del análisis dinámico no lineal. Además, calculó el daño sísmico realizando dos procesos, en el primero desarrolló las curvas de fragilidad de la estructura, obtenidas con el análisis estático no lineal para ambas direcciones (“X” e “Y”), y en el segundo proceso desarrolló el cálculo del daño por medio del índice de daño de Park y Ang, obtenido por el análisis dinámico no lineal, el cual está basado en la cantidad de energía que disipa la estructura y las deformaciones máximas de la misma [3].

Tesis Pregrado: Análisis Sísmico Por Desempeño Estático No Lineal De Un Edificio De 6 Niveles En La Ciudad De Trujillo, La Libertad. Trujillo, 2014.

Vergara Luna y Zevallos Esquivel, desarrollaron esta tesis, en la que realizaron un “pushover” (análisis estático no lineal) para comprender y evaluar el comportamiento sísmico de la estructura, analizando la aparición de rótulas plásticas hasta el colapso de la edificación. Consideraron también un amortiguamiento elástico e histerético propio de la estructura con un valor de 16,28%, el cual significa que la estructura disipa energía por su propia histéresis, siendo un factor considerable [4].

Tesis Pregrado: Evaluación Por Desempeño Sísmico De Una Construcción Confinada De Cinco Pisos En La Ciudad De Huancavelica Utilizando Un Análisis No Lineal Estático, Distrito Huancavelica, Provincia Huancavelica, Región Huancavelica. 2015.

En esta tesis se analizó la estructura de una construcción confinada para una demanda por sismo, utilizando el método del Espectro de Capacidad. Dentro de los resultados que se obtuvieron pudieron observar y precisar que la estructura de la edificación experimentó formación de rótulas plásticas en los extremos de la mayoría de las vigas, en ambas direcciones del edificio; además se concluyó que la estructura se mostraba muy flexible en la dirección “X”,

llegando a mostrar distorsiones que superaron los estándares permisibles de la norma peruana, recomendando un reforzamiento que permita reducir el nivel de los posibles daños [5].

Tesis Pregrado: Análisis Estático Y Dinámico No Lineal En El Desempeño De Un Edificio De Concreto Armado Diseñado Bajo La Norma E-030 En Puno. 2017.

La presente investigación desarrolló el análisis estructural y sísmico, y diseño del proyecto de un hostel de 3 estrellas. El desarrollo de la investigación inició con un análisis y diseño convencional, establecido de acuerdo a la normativa impuesta en la norma E.060 y E.030, considerando la verificación de las derivas de entrepiso y el diseño del refuerzo de las secciones; luego, se desarrolló el análisis no lineal por medio de dos métodos, para la interpretación y respuesta de la estructura frente a solicitaciones sísmicas. En la primera, se realizó un Análisis Estático no Lineal, a fin de determinar el nivel de desempeño de la estructura y en la segunda metodología utilizó un Análisis Dinámico no lineal, para así conocer un comportamiento más detallado de la edificación a través del tiempo [6].

Tesis de Máster: Evaluación Del Desempeño Sísmico De Un Edificio De Once Pisos Utilizando Análisis Estático Y Dinámico No Lineal. Tacna, 2017.

En este trabajo se evaluó un edificio de concreto armado, donde se mostró la formación de rótulas plásticas a partir de un análisis estático no lineal y dinámico no lineal, utilizando el software ETABS 2016. El análisis por desempeño sísmico fue realizado de acuerdo al procedimiento indicado de la norma FEMA 273 y la ATC-40. En primer lugar, se realizó un análisis elástico lineal, para luego analizar la estructura mediante el análisis de colapso “pushover” y el análisis dinámico incremental “IDA”; de tal forma que se entienda el comportamiento y desempeño de la estructura ante distintos sismos [7].

Tesis Pregrado: Evaluación De Los Indicadores De Comportamiento Sísmico De Edificios Con Sistema Aporticado A Través Del Método Estático No Lineal. Lima, 2017.

La presente tesis, consistió en evaluar la resistencia y ductilidad de edificios aporticados de concreto armado a través del método estático no lineal, el cual lo realizó ayudándose del software ETABS 2016. Este estudio se realizó sometiendo a evaluación edificios de 3, 6, 9, 12, 15 y 18 pisos, y obtuvo resultados relacionados al periodo fundamental de la estructura, llegando a la conclusión de que a medida que este aumenta la sobre resistencia aumenta también sin una tendencia clara; sin embargo, en el caso de la ductilidad, sí hay una tendencia polinómica, indicando que existe una relación inversamente proporcional entre el periodo fundamental y la ductilidad [8].

Tesis De Máster: Análisis Estático No Lineal (Pushover) De Estructura Aporticada De Hormigón Armado Con Diferentes Grados de Ductilidad. Aplicando la Norma Sismorresistente Colombiana 2010 (NSR10). Valencia, 2018.

Esta investigación analizó la importancia de la ductilidad en el diseño estructural sísmico de una edificación a base de pórticos de concreto armado, tomando como base diferentes valores de ductilidad definidos por la NSR-10. Se calculó por medio del análisis no lineal estático, el espectro de capacidad de la edificación y el grado de ductilidad real de la estructura; de tal forma que realizó una comparación con los valores propuestos por la NSR-10 que fueron utilizados para la reducción de las cargas sísmicas en el diseño estructural [9].

Revista Trakya University Journal Of Engineering Sciences: Non-Linear Analysis Of Bridge Structures. 2017.

En este estudio se buscó analizar estructuras de puentes por métodos no lineales con algunos modos superiores restringidos que consideran el impacto de los daños locales. Se identificó la respuesta sísmica extremadamente impactada por el comportamiento histerético de muelles RC. Se presenta el modelo modificado de Takeda, como confirmación de la efectividad de las respuestas no lineales de la estructura dañada del puente [10].

2.2. Bases Teórico Científicas

2.2.1. Bases Legales

Se toman en cuenta los siguientes reglamentos nacionales como bases del diseño y desarrollo de infraestructuras.

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.020: Cargas. Lima.

Esta norma describe las cargas mínimas que están dadas en condiciones de servicio que se deben tomar en cuenta para el diseño de la estructura. Se consideran: carga muerta, carga viva, empujes de terreno, cargas de viento, de nieve y cargas originadas por contracción. También se presentan pesos específicos de los materiales para tomarlos en cuenta durante el proceso de diseño [11].

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.030: Diseño Sismorresistente. Lima

Esta Norma establece los parámetros y condiciones mínimas para el diseño sismorresistente de las edificaciones indicando que éstas deben estar acorde a lo siguiente: La estructura de no debe colapsar ni causar daños graves a las personas que la habiten, aunque podría presentar daños importantes debido a sismos severos [12].

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E050: Suelos y Cimentaciones. Lima

Esta norma establece requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS) [13].

Además, nos proporciona información concerniente y necesaria para el análisis de las cimentaciones, y los problemas especiales en estas, como: suelos colapsables, licuefacción de suelos, ataques químicos, suelos expansivos.

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E060: Concreto Armado. Lima

Esta Norma fija los requisitos mínimos para seleccionar los materiales y realizar un control de calidad del concreto, así como los parámetros necesarios y especificaciones técnicas para el análisis, diseño y supervisión de concreto armado y preesforzado. Además de las características necesarias para la presentación de los planos del proyecto estructural [14].

Seismic Performance Assessment of Building FEMA 356. United States.

Esta norma establece las directrices para la evaluación sísmica de estructuras además de los requerimientos y lineamientos para el desarrollo de la metodología del diseño sísmico por desempeño [15].

Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. ATC40. State of California.

Esta norma establece los múltiples objetivos y lineamientos para el desempeño de edificios en el contexto de manejar el riesgo sísmico de las mismas [16].

Structural Engineers Association of California SEAOC. State of California.

Asociación que establece parámetros y límites para el análisis y diseño por desempeño de edificaciones.

2.2.2. Criterios Sísmicos

2.2.2.1. Riesgo sísmico

Riesgo se puede definir como el cálculo de las posibles pérdidas y daños a la propiedad y a la economía producto de un evento natural [3].

Souter (1996) y Dowrick (1997), definen al riesgo sísmico como “La posibilidad de pérdida o daño, o exposición al cambio de daño o pérdida”. Cardona, O (1985), define riesgo como a la posibilidad de daño evaluado en un determinado tiempo [17].

Entonces se puede definir al riesgo sísmico, como la posibilidad de pérdida, ya sea de vidas o pérdidas materiales, causada por la falla estructural de una edificación debida a un terremoto.

2.2.2.2. Vulnerabilidad sísmica

Se entiende como vulnerabilidad sísmica, a la propiedad de las estructuras a sufrir daños por la acción de cargas sísmicas. Este concepto debe ser tomado en cuenta siempre, ya que existe la posibilidad de una vulnerabilidad de la estructura sin estar en una zona altamente sísmica.

La vulnerabilidad sísmica está directamente relacionada, como se había mencionado, a las características estructurales de la edificación, sobre todo a la estructuración; ya que mientras se utilicen esquemas estructurales complejos e irregulares, la fuerza sísmica será mayor y, por consiguiente, existirá mayor vulnerabilidad sísmica [17].

2.2.2.3. Peligrosidad sísmica

Este concepto es entendido como la probabilidad de que ocurra un fenómeno natural y físico como movimientos del terreno, ruptura de fallas, licuefacción de suelos, etc. Este factor depende de la características geológicas y geotécnicas del lugar donde se presentó el terremoto. [17]

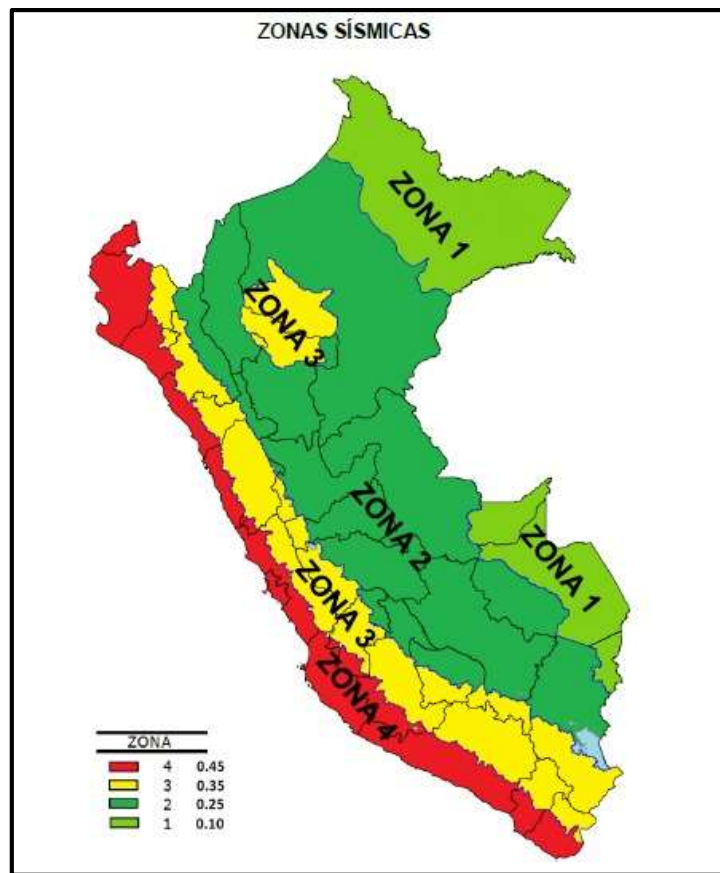
Para evaluar la peligrosidad sísmica es necesaria la caracterización de las zonas sismo-tectónicas, para así entender las características que puedan tener los terremotos. De esta forma la norma E-030, clasifica nuestro territorio en 4 zonas, distribuidas de acuerdo a la aceleración del suelo en roca [12]; cada zona tiene su respectivo factor:

Tabla 1: Clasificación del territorio peruano de acuerdo a la peligrosidad sísmica según la Norma E-030

ZONA	FACTOR DE ZONA
1	0.10
2	0.25
3	0.35
4	0.45

Fuente: Norma E-030.

Ilustración 1: Identificación de las zonas sísmicas en el Mapa del Perú



Fuente: Norma E-030

2.2.2.4. Factores que intervienen en el comportamiento sísmico

El comportamiento sísmico se ve influenciado por distintos factores que van a determinar la capacidad estructural de la edificación, a continuación, se describen algunos factores:

a) Materiales

El comportamiento sísmico de la edificación depende netamente de los materiales que se usen, ya que estos proporcionan características muy importantes, como lo son el peso por unidad de volumen (peso volumétrico), que en el concreto está en el orden de los 2.4 Tn/m³, y también el módulo de elasticidad, el cual representa la resistencia de un material ante la aplicación una carga sobre el mismo; en el concreto, el valor del módulo de elasticidad se calcula en función de una relación con su resistencia a la compresión del concreto. La fórmula que indica dicha relación es : $15000 * \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$. [14]

b) Sistema estructural de concreto armado

La elección del sistema estructural es de vital importancia en el proceso de diseño, ya que un sistema presenta diferentes ventajas y desventajas frente a otro sistema, sobre todo la ductilidad:

La norma E-030 clasifica a los sistemas estructurales de concreto armado en función del porcentaje de la fuerza cortante basal que absorben los elementos:

- Pórticos: El porcentaje de la cortante basal tomado por las columnas de los pórticos es de al menos el 80 %.
- Muros estructurales: Sistema estructural en el que los muros estructurales (placas de concreto armado) soportan un porcentaje mayor al 70% de la cortante basal.
- Dual: La fuerza sísmica es resistida por los muros estructurales y los pórticos, donde los muros resisten un porcentaje mayor al 20%, pero menos al 70% de la cortante basal.
- Muros de ductilidad limitada: Es un sistema estructural conformado por placas delgadas de concreto armado, donde el refuerzo se da en una sola capa. La máxima altitud de edificaciones en zonas no sísmicas es de 8 niveles.

c) Irregularidad de la edificación

La forma de la edificación ámbito geométrico y la ubicación de los elementos estructurales condicionan el comportamiento sísmico de la estructura. Los aspectos a considerar en planta se refieren a una asimetría que pueda generar excentricidades entre el centro de masas y el centro de rigidez (se debe procurar que coincidan) o las esquinas entrantes que producen altas concentraciones de esfuerzos en algunas zonas. En altura o elevación, se debe procurar mantener la misma rigidez a lo largo de la edificación, sin variar excesivamente la misma; o que existan elementos altamente esbeltos, los cuales generen inestabilidad, problemas de volteo [8].

La norma E-030 establece ciertos parámetros que indican cómo calcular las irregularidades tanto en planta como en altura.

d) Características de la zona

La ubicación de la edificación determina parámetros básicos para el comportamiento sísmico. Las condiciones del suelo son muy importantes, ya que el tipo de suelo determina intervalos de velocidad de la onda sísmica. El cambio de un estrato a otro, implica un aumento en la velocidad de las ondas sísmicas; por ejemplo, el paso de la onda de un estrato rocoso a un estrato de suelo blando, implica un gran aumento de desplazamiento de partículas.

La norma E-030 clasifica los suelos, de acuerdo a la velocidad de propagación de las ondas y al número de golpes de en sayo de SPT [12]:

Tabla 2: Clasificación de los suelos dada por la norma E-030

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
So	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el Estudio de Mecánica de Suelos		

Fuente: Norma E-030

2.2.3. Diseño de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones

El Reglamento Nacional de Edificaciones dispone, en el capítulo 21 de la norma E.060 de Concreto Armado, requerimientos específicos para asegurar un adecuado comportamiento estructural frente a sollicitaciones sísmicas.

2.2.3.1. Disposiciones especiales para el diseño sísmico

Los requerimientos especiales se utilizan para añadir al diseño convencional consideraciones que permitan asegurar un mejor comportamiento sísmico de los elementos estructurales y, por ende, de la estructural en su totalidad.

Estos requerimientos varían de acuerdo al sistema estructural que se utilice. En el caso del proyecto en estudio, el sistema estructural que se utiliza es un sistema dual tipo II, para los cual los requerimientos son los siguientes:

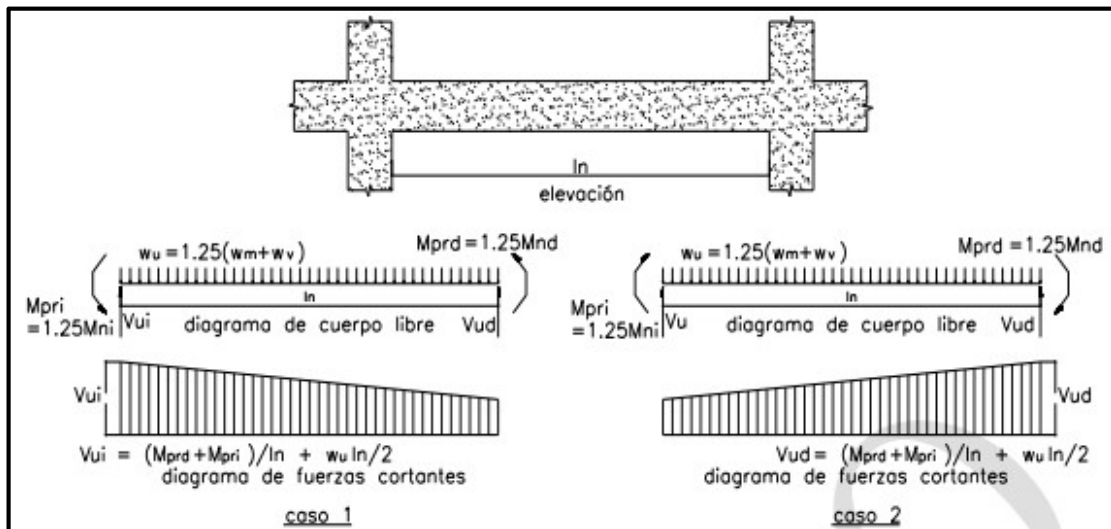
Diseño de vigas y columnas por capacidad:

El objetivo del diseño de los elementos de un pórtico, es que no se produzcan fallas por cortante, incluso en las combinaciones por diseño. Es decir, que se debe diseñar para que la sección falle, en primera instancia, por flexión, antes que por cortante. La norma estima que la cortante de diseño por capacidad debe considerarse como:

$$\text{Vigas: } Vu = \frac{M_{pr_i} + M_{pr_j}}{Ln} + \frac{W_u * Ln}{2}$$

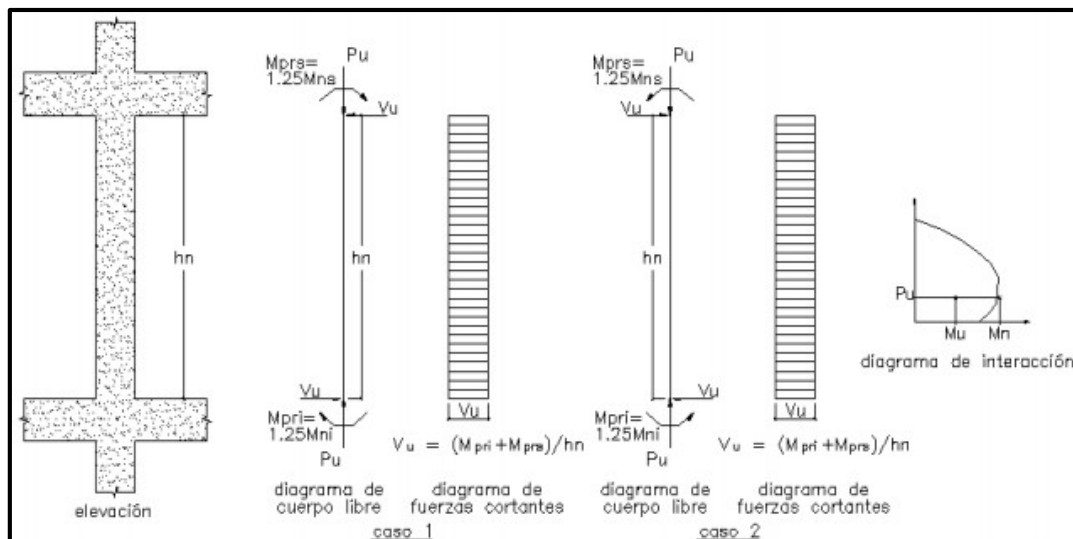
$$\text{Columnas: } Vu = \frac{M_{pr_i} + M_{pr_j}}{Hn}$$

Ilustración 2: Cortante de capacidad en vigas



Fuente: Norma E.060 – Cap. 21

Ilustración 3: Cortante de capacidad para columna



Fuente: Norma E.060 – Cap. 21

Requisitos para vigas

La resistencia a flexión en la parte inferior de la viga debe ser mayor o igual a la mitad de la resistencia a momento en la parte superior en la misma sección de análisis [14].

Adicionalmente la resistencia a momento en cualquier parte de la viga debe ser mayor o igual a un cuarto de la máxima resistencia proporcionada en cualquiera de los extremos de dicha viga.

No deben existir empalmes por traslape para el refuerzo por flexión dentro de los nudos, a lo largo de una distancia de dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del nudo o donde se genere una fluencia por flexión.

Además, todas las vigas deben ser confinadas en sus extremos por estribos considerando una distancia de dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del nudo, donde el espaciamiento para dichos estribos de confinamiento no debe ser mayor a:

- a) La cuarta parte del peralte efectivo de la sección de viga
- b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas
- c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento
- d) 30 cm.

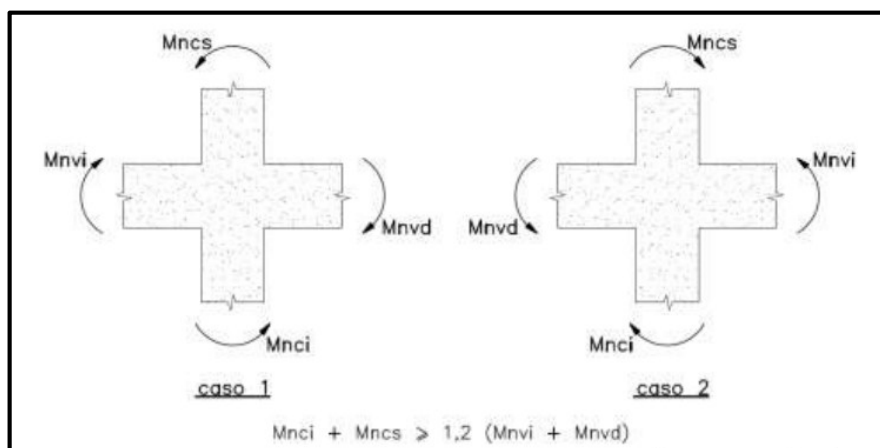
Para el resto de longitud del elemento el espaciamiento entre estribos debe ser como máximo $d/2$ sin ser menor al requerido por la fuerza cortante [14].

Requisitos para columnas:

La resistencia a flexión en las caras de los nudos debe satisfacer:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$$

Ilustración 4: Momentos en nudos



Fuente: Norma E.060 – Cap. 21

La cuantía mínima de refuerzo longitudinal no debe oscilar entre el 1% y el 6% del área bruta de la sección transversal de la columna; sin embargo, en caso la cuantía sea mayor igual al 4% se deben incluir en los planos detalles constructivos de la unión viga – columna.

El área total de la sección transversal de los estribos no debe ser menor que la obtenida por las siguientes ecuaciones:

$$Ash = 0.3 \frac{s bc f'c}{fyh} \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$$

$$Ash = 0.09 \frac{s bc f'c}{fyh}$$

La separación del refuerzo transversal no debe ser mayor a:

- a) Un tercio de la dimensión menor de la sección.
- b) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal.
- c) 10 cm.

La longitud de confinamiento medida desde la cara del nudo no debe ser menor que la mayor de:

- a) La mayor dimensión de la sección del elemento en la cara del nudo.
- b) Un sexto de la luz libre del elemento
- c) 50 cm.

Diseño por capacidad de muros:

Al igual que, para el caso de las columnas y las vigas, en los muros se debe asegurar que la falla por flexión se dé antes de la falla por corte, por tanto, se asume una cortante de diseño por capacidad [14]:

$$Vu \geq Vua * \frac{Mn}{Mua}$$

$$R \geq \frac{Mn}{Mua}$$

Sin embargo, este diseño sólo se aplica en una altura igual al mayor de:

$$\frac{Mu}{4Vu}; lm; h_2 \text{ pisos}$$

Requisitos para muros:

El espesor de los muros debe ser mayor o igual a 1/25 de la altura entre apoyos, pero no menor a 15 cm. Si el muro trabaja con cargas de empuje, el mínimo espesor requerido será de 20 cm.

Los muros de corte deben tener elementos de confinamiento, o también llamados elementos de borde, en caso que [14]:

$$c \geq \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$

Donde c es la profundidad del eje neutro de la sección, l_m es la longitud horizontal del muro, h_m es la altura total del muro y δu es el desplazamiento lateral inelástico producido por fuerzas laterales (sismo) en el nivel más alto del muro. El cociente de $\left(\frac{\delta u}{h_m}\right)$ no debe ser menor que 0.005

La longitud de los elementos de borde debe ser mayor o igual que:

- a) $c/2$
- b) $c - 0.1 * l_m$

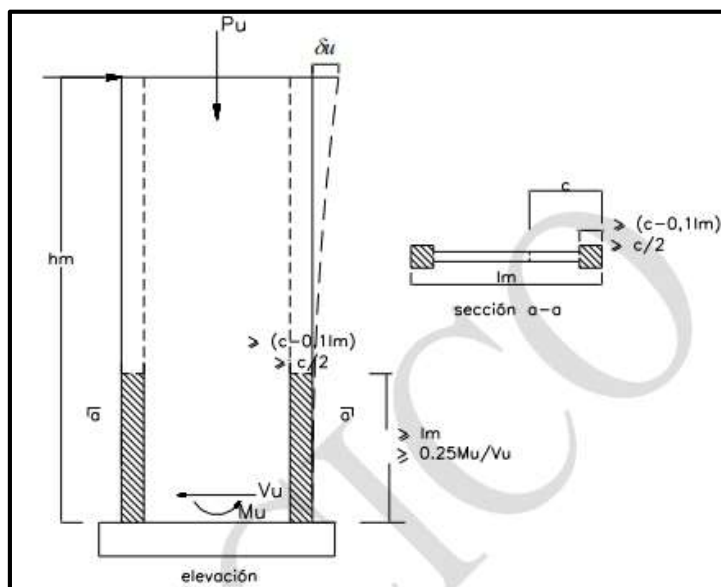
Además, el espesor mínimo de estos elementos será de 15 cm.

La longitud de confinamiento de los elementos de borde, será mayor o igual que l_m o el 25% de la relación entre el M_u del muro de corte y su V_u .

El espaciamiento del estribaje de los elementos de borde, no debe ser menor que ninguna de las siguientes condiciones:

- a) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal.
- b) La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde
- c) 25 cm.

Ilustración 5: Confinamiento de los elementos de borde



Fuente: Norma E.060 – Cap. 21

2.2.4. Características esenciales de los materiales y secciones

Para realizar un adecuado diseño de los elementos estructurales de la edificación, es importante tener en cuenta las características de los materiales que se representan mediante las

curvas de esfuerzo – deformación, y también, tener bien definido como se obtiene y cuál es la utilidad de los diagramas momento – curvatura y momento – giro.

2.2.4.1. Curva esfuerzo – deformación

2.2.4.1.1. Concreto no confinado

El concreto no confinado, o también llamado concreto simple, es un material que posee alta resistencia a los esfuerzos únicamente en compresión. Frente a otros tipos de esfuerzo como tensión, cortante o torsión, el concreto no posee la resistencia suficiente para soportarlos, es por este motivo que se le incorpora barras de acero corrugado los cuales restringen la falla por dichos esfuerzos.

La curva esfuerzo – deformación se obtiene a partir de realizar un ensayo de compresión uniaxial a una cierta cantidad de cilindros de concreto, curados en un tiempo de 28 días. Como características básicas de esta curva, presenta un comportamiento lineal hasta alcanzar valores de f'_c entre el 45% y 50% del f'_c ; luego de esto tiende a crecer de forma horizontal, pero no lineal, hasta alcanzar su resistencia máxima [18].

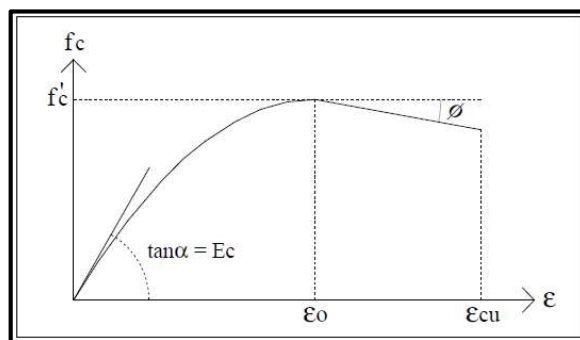
El módulo de elasticidad del concreto es la pendiente de la parte inicial de la curva esfuerzo – deformación. Se supone, de acuerdo a la Norma E-060, que el módulo de elasticidad tiene un valor de $15000 * \sqrt{f'_c}$ kg/cm².

a) Modelo de Hognestad

Es uno de los modelos más conocidos, propuesto por Hognestad en 1951.

En este modelo, se aproxima a la primera rama de la curva como una parábola de segundo grado hasta alcanzar su resistencia máxima, después la curva desciende con una recta de cierta pendiente [18].

Ilustración 6: Modelo de Hognestad (1951)



Fuente: Ficha de la Universidad Autónoma de México.

Las ecuaciones planteadas por este modelo son:

- Primera rama:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_0}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] ; 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$$

- Segunda rama:

$$\varepsilon_0 = \frac{2 f'_c}{E_c}$$

- Pendiente de la recta que forma la segunda rama:

$$\phi \approx \frac{3 f'_c}{20 (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0)}$$

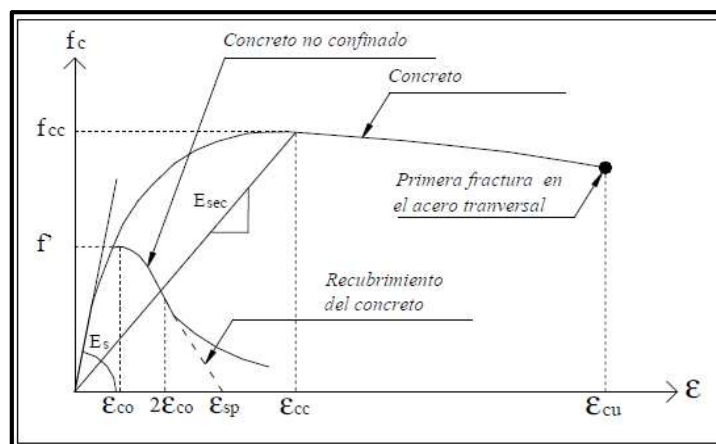
2.2.4.1.2. Concreto confinado

Al concreto simple o no confinado, como se explicó en la sección anterior, se le incorpora acero de refuerzo para aumentar su resistencia a otros esfuerzos. El confinamiento proviene del acero transversal de refuerzo, ya que este rodea al núcleo de la sección confinándolo. En la práctica, todos los concretos que poseen acero de refuerzo se consideran confinados, a menos que la separación de estribaje no cumpla la normativa [18].

a) Modelo de Mander

Es una curva continua, y considera que el confinamiento incrementa la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación del concreto. Además, es aplicable tanto para secciones rectangulares, cuadradas o circulares.

Ilustración 7: Modelo de Mander



Fuente: Ficha de la Universidad Autónoma de México

En la curva del concreto confinado, aparece la variable f_{cc} , que indica la resistencia a la compresión máxima formada por la resistencia a la compresión, propia del concreto añadido a la resistencia proporcionada por el confinamiento del mismo.

Las expresiones que definen la curva son las siguientes:

$$f_c = \frac{xr f_{cc}}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

Los estudios experimentales realizados para el concreto confinado, indican que un buen confinamiento mejora el desempeño de los elementos y permite una mayor ductilidad en el concreto, ya que, como se muestran en los modelos, las deformaciones tienden a incrementarse.

2.2.4.2. Diagramas momento – curvatura

Los diagramas momento – curvatura son necesarios e importantes para poder realizar un análisis no lineal, ya que permiten conocer valores como ductilidad y la capacidad de resistencia en una determinada sección, y, por ende, permiten una mayor comprensión del comportamiento de estructuras ante solicitaciones estáticas y dinámicas [19].

Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la capacidad de ductilidad por curvatura ($\mu\phi$), la máxima capacidad a flexión del elemento (M_u), esto se consigue con el diagrama de momento curvatura $M-\phi$ [19].

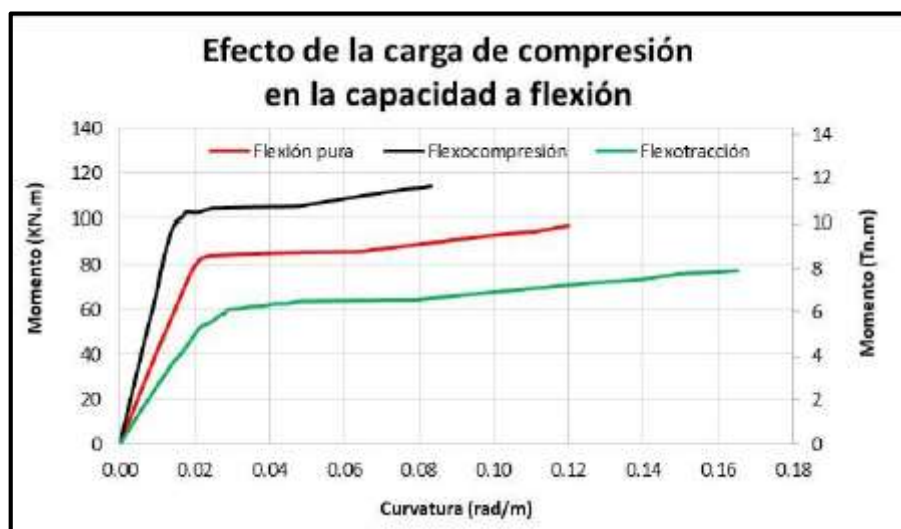
Puntos principales en un diagrama momento – curvatura [19]

- 1) Inicio del agrietamiento: Se presenta cuando los esfuerzos de tracción empiezan a sobrepasar la resistencia nominal a tracción del concreto y aparecen las primeras grietas.
- 2) Fluencia del acero: El acero que resiste las tracciones alcanza su esfuerzo de fluencia (4200 kg/cm²). Se considera que se mantiene el rango elástico desde el punto de origen hasta la coordenada de fluencia.
- 3) Falla del concreto a compresión: En este punto el concreto llega a su máxima deformación y esto dependerá de la resistencia del concreto y de las condiciones de confinamiento que posea.

Efectos de carga axial en los diagramas de momento – curvatura

La carga axial se puede producir en elementos como columnas y placas, y se puede presentar ya sea como compresiones o tracción, lo que daría un efecto combinado de flexo compresión o flexo tracción. En la Ilustración 9, se observa como las fuerzas de compresión favorecen la resistencia a la flexión, sin embargo, disminuyen la capacidad de ductilidad del elemento; de manera opuesta, las fuerzas de tracción aumentan la ductilidad, pero disminuyen la resistencia a flexión [19].

Ilustración 8: Efecto de la carga axial en la capacidad de flexión



Fuente: Rejas, Ángel: Evaluación por desempeño de módulos de viviendas multifamiliares de concreto armado en la ciudad de Tacna mediante análisis estático y dinámico no lineales

Valores importantes que se obtienen del diagrama momento – curvatura

Cuando se diseñan estructuras y elementos de concreto armado, es importante lograr que dichas estructuras tengan un comportamiento dúctil ante cargas de gravedad y cargas sísmicas. Como se mencionó, la importancia del momento – curvatura radica en que permite saber la capacidad de ductilidad de la estructura, ya que si esta es dúctil permite una redistribución adecuada de momentos lo cual es vital en estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad. Para entender correctamente el comportamiento de una sección a partir de su ductilidad, se pueden definir los siguientes parámetros [19]:

a) Capacidad de ductilidad (μ_ϕ)

Es la relación que existe entre la curvatura última (ϕ_u) y la curvatura de fluencia (ϕ_y).

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

b) Demanda de ductilidad (μ_d)

Es la relación entre la curvatura de demanda (ϕ_d) y la curvatura de fluencia (ϕ_y).

$$\mu_d = \frac{\phi_d}{\phi_y}$$

c) Reserva de ductilidad (μ_r)

La reserva de ductilidad puede definirse como la diferencia entre la capacidad de ductilidad y la demanda de ductilidad. Para que el comportamiento sísmico sea el que se espera, se debe tener una reserva de ductilidad alta.

$$\mu_r = \frac{\phi_u}{\phi_y} - \frac{\phi_d}{\phi_y}$$

d) Índice de daño (I_D)

Es la relación que existe entre la demanda de ductilidad y la capacidad de ductilidad por curvatura.

$$I_D = \frac{\phi_d}{\phi_u}$$

2.2.4.3. Diagramas momento – giro

Los diagramas de momento rotación permiten obtener una zona o porción del elemento en estudio llamada zona de plastificación o longitud de plastificación, en donde se forma una rótula plástica la cual tiene capacidad de rotación inelástica [19].

Transformación del diagrama momento – curvatura a diagrama momento giro.

Este diagrama se puede obtener a partir del diagrama momento – curvatura, con la siguiente integral:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi dx$$

Donde:

θ_{AB} = Giro de la rótula ubicada en la sección AB

ϕ = Curvatura de la sección

La longitud de plastificación (L_p) se puede asumir a partir del criterio de Paulay y PPriestley, el cual indica que se puede tomar hasta un 50% del peralte del elemento en análisis [19]. Además, este criterio permite asumir que la curvatura por unidad de longitud es constante a lo largo de la zona de plastificación, lo que reduce la integral anterior a:

$$\theta_{AB} = \phi * 0.5 * h$$

2.2.5. Análisis no lineal estático

El análisis estático no lineal, también conocido como Pushover, se basa en aplicar cargas laterales incrementales estáticas a la estructura en la dirección de análisis. Las cargas se pueden colocar de distinta manera, ya sea uniforme, triangular, parabólica, relacionada con la masa de cada piso, etc. Luego de que se apliquen las cargas de manera incremental, se van formando nuevos puntos en la curva de respuesta de la estructura hasta alcanzar el colapso.

2.2.5.1. Método del espectro de capacidad

Como se había mencionado en el análisis Pushover, se colocan cargas de manera incremental, de forma que se obtiene una curva, denominada curva de capacidad, que permite analizar y grafica la cortante basal y el desplazamiento que sufre la estructura.

El método del espectro de capacidad realiza una superposición entre la curva de capacidad, que representa la capacidad de la estructura, con la representación de la demanda sísmica que es el espectro de pseudoaceleraciones. Sin embargo, estas curvas no son compatibles por lo que se deben expresar de la manera adecuada. Entonces el espectro de pseudoaceleraciones vs periodo, se convertirá a un espectro de aceleraciones vs desplazamientos; y la curva de capacidad, se transformará a un espectro de capacidad correspondiente al primer modo de vibrar en la dirección de análisis [19].

Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Conociendo la forma y el periodo del modo fundamental de la estructura analizada, se calculan los siguientes parámetros para la estructura de varios grados de libertad:

- Masa Generalizada (M^*)

Es la masa puntual del sistema equivalente de un grado de libertad. La masa generalizada representa las características inerciales de la estructura

$$M^* = \sum M_i \phi_i^2$$

Dónde: ϕ_i es la amplitud del modo 1 en el nivel i, M_i es la masa del nivel i y N es el número de pisos.

Masa Participante (L^*)

La masa participante representa la masa de la estructura asociada a la aceleración del suelo.

$$L^* = \sum M_i \phi_i$$

- Masa Efectiva (L^*/M^*)

La masa efectiva es el porcentaje de la masa total de la estructura que se activa frente a la aceleración sísmica

$$\frac{(L^*)^2}{M^*} = \frac{(\sum M_i \phi_i)^2}{\sum M_i \phi_i^2}$$

Factor de Participación (L^*/M^*)

El factor de participación modal, se puede interpretar como un factor de amplificación para obtener el desplazamiento espectral (S_d) a partir del desplazamiento en el techo (Δ_t), se calcula como:

$$\frac{L^*}{M^*} = \frac{\sum M_i \phi_i}{\sum M_i \phi_i^2}$$

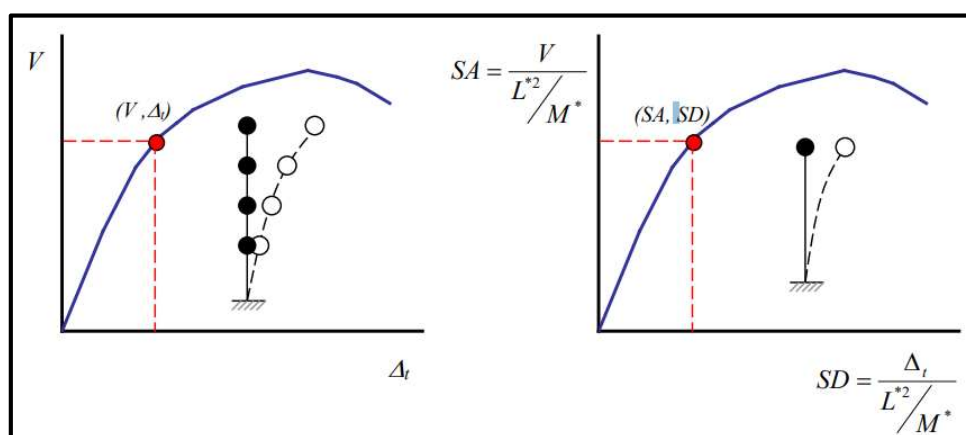
Los parámetros calculados para el sistema de varios grados de libertad sirven para convertir los puntos de la curva de capacidad (Δ_t , V) al formato del espectro de capacidad (S_d , S_A), asociado al sistema de un grado libertad equivalente. La conversión se realiza usando las siguientes relaciones:

$$\Delta_t = \frac{L^*}{M^*} * S_d$$

$$V = \frac{(L^*)^2}{M^*} * S_A$$

La ilustración 9, muestra la curva de capacidad de un sistema de varios grados de libertad y su conversión a espectro de capacidad.

Ilustración 9: Curva de Capacidad de varios de libertad y conversión a espectro de capacidad



Fuente: Rejas, Ángel: Evaluación por desempeño de módulos de viviendas multifamiliares de concreto armado en la ciudad de Tacna mediante análisis estático y dinámico no lineales

Espectro de capacidad bilineal

Para poder obtener parámetros cuantitativos de la estructura, es necesario representar el espectro de capacidad por medio de una curva bilineal, la cual queda representada por dos puntos importantes: la fluencia de la estructura y la capacidad última de la misma.

El punto de fluencia de la estructura o punto de cedencia indica el inicio en el que la respuesta de la estructura empieza a ser no lineal; y el punto de capacidad última indica el colapso de la estructura en su totalidad. Estos puntos mencionados se relacionan directamente con la ductilidad global de la estructura.

El método más conocido para formar el espectro de capacidad bilineal es el del balance de energía o de áreas iguales. Lo que busca este método es igualar el área bajo la curva del espectro de capacidad con el área que encierra la forma bilineal del espectro; teniendo en cuenta que el punto de colapso es el mismo.

2.2.5.2. Punto de desempeño

El punto de desempeño representa la máxima capacidad que puede tener la estructura por parte de la demanda, el cual debe verificar que pertenece a la curva del espectro de capacidad (ya sea en su forma bilineal o no), y debe pertenecer al espectro de demanda no lineal reducido a partir del 5% de amortiguamiento del espectro de respuesta lineal [19].

Ilustración 10: Ubicación de punto de desempeño



Fuente: Rejas, Ángel: Evaluación por desempeño de módulos de viviendas multifamiliares de concreto armado en la ciudad de Tacna mediante análisis estático y dinámico no lineales

Espectro demanda:

El espectro demanda es la representación de la sollicitación sísmica a la que se somete a la estructura, sin embargo, es necesario realizar una corrección a este espectro por amortiguamiento ya que la estructura al alcanzar el comportamiento inelástico tendrá un

incremento en la disipación de energía, y, por tanto, se deberá trabajar con un amortiguamiento equivalente que permita utilizar espectros de análisis elásticos con el 5% de amortiguamiento [19].

Este amortiguamiento equivalente estará compuesto por:

$$\beta_{eq} = k * \beta_o + 0.05$$

K= factor de modificación de amortiguamiento histerético para considerar respuestas menos dúctiles

β_{eq} = Amortiguamiento equivalente

β_o = Amortiguamiento histerético

0.05 = Amortiguamiento viscoso que se considera 5% para estructuras de hormigón armado y de mampostería

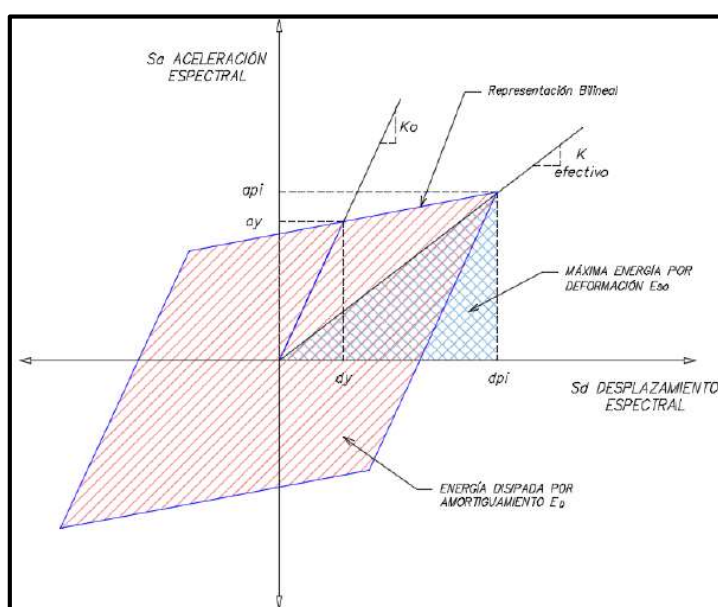
El valor del amortiguamiento histerético se puede calcular a partir de la energía disipada por amortiguamiento y la máxima energía por deformación con la siguiente fórmula:

$$\beta_o = \frac{E_D}{4\pi E_{So}}$$

E_D = Energía disipada por amortiguamiento

E_{So} = Máxima energía por deformación

Ilustración 11: Energía disipada por amortiguamiento y por deformación



Fuente: Rejas, Ángel: Evaluación por desempeño de módulos de viviendas multifamiliares de concreto armado en la ciudad de Tacna mediante análisis estático y dinámico no lineales

El valor de K, como se mencionó antes, depende de la ductilidad de la estructura y por ende de los ciclos de histéresis de la misma. El ATC-40 clasifica a las edificaciones de la siguiente manera:

Tipo A: Estructuras con un sistema sismorresistente adecuado, lo que permite un comportamiento estructural estable; y su curva de histéresis puede ser representada por un paralelogramo.

Tipo B: Estructuras con un sistema sismorresistente intermedio sometidos a sismos de corta duración, con un comportamiento estructural promedio.

Tipo C: Estructuras con comportamiento estructural y sísmico deficiente; frente a cargas gravitacionales y de sismo de corta duración.

Para lo cual, también nos da una tabla que indica los valores de K de acuerdo a al tipo de estructura:

Tabla 3: Valores de k de acuerdo al ATC-40

Comportamiento estructural	β_o (%)	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - 0.51 * \frac{E_D/4}{2 * E_{So}}$
Tipo B	≤ 25.0	0.67
	> 25.0	$0.845 - 0.446 * \frac{E_D/4}{2 * E_{So}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Fuente: ATC-40

Con todos estos datos, se obtiene el espectro de demanda reducido mediante la derivación numérica de los factores de reducción espectral:

$$SR_a = \frac{3.21 - 0.68 \ln \beta_{eq}}{2.12}$$

$$SR_v = \frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eq}}{1.65}$$

Donde SR_a es el factor de reducción en el dominio de aceleración constante y SR_v en el dominio de velocidad constante.

De acuerdo al ATC-40, se debe comprobar que los valores obtenidos de SR_a y SR_v sean mayores o iguales a los de la siguiente tabla:

Tabla 4: Valores Mínimo de SR_a y SR_v de acuerdo al ATC-40

Comportamiento Estructural	SR_a	SR_v
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: ATC-40

2.2.5.3. Niveles de desempeño para la estructura de acuerdo al ATC-40

Con el punto de desempeño es posible establecer juicios del comportamiento de la estructura frente a una determinada demanda sísmica, existen normativas que se encargan de clasificar y criticar el desempeño en distintos niveles. Los objetivos de cada nivel de desempeño se asocian a una determinada demanda y tipo de edificación.

El ATC-40 establece nivel de desempeño para la estructura (global y local) y nivel de desempeño para componentes no estructurales, la combinación de estos conduce a un nivel de desempeño de la edificación. Por los objetivos de esta investigación el nivel de desempeño de interés solo es estructural.

- Ocupación inmediata – SP1: En este estado el daño estructural es casi nulo. Los elementos estructurales mantienen sus características y capacidades de resistencia. No representa ningún riesgo para la vida de las personas.
- Control de daño – SP2: El daño estructural se considera leve. Es un estado de daño intermedio entre el SP1 y el SP3.
- Seguridad de vida – SP3: En este estado ya existe un daño estructural considerable, pero sin que exista un riesgo de colapso de la estructura por solicitaciones menores. No representa ningún riesgo para la seguridad de las personas.
- Seguridad limitada – SP4: Es un estado intermedio al igual que el SP2, trata de indicar que hay zonas que han sufrido daño, pero, sin embargo, se mantiene una seguridad para la vida de las personas.
- Estabilidad estructural – SP5: Este estado indica que la estructura se encuentra al borde del colapso. Ha ocurrido un daño severo a la estructura y la rigidez de los elementos estructurales

ha disminuido totalmente. Existe peligro a la vida de las personas, por posible colapso de la estructura ante cualquier réplica. El reforzamiento y reparación del edificio será inviable económicamente.

- Colapso – SP6: Estado no considerado.

La norma ATC-40 después de definir los niveles de desempeño ofrece una libertad de procedimiento para delimitar numéricamente cada nivel de desempeño según los objetivos que ha propuesto.

Estados de daño:

El estado de daño se delimita en base a la incursión en el rango inelástico considerando la metodología SEAOC que es compatible con los niveles del ATC-40:

$Sd_1 = Dy$	Ninguno
$Sd_2 = Dy + 0.3 (Du - Dy)$	Leve
$Sd_3 = Dy + 0.6 (Du - Dy)$	Moderado
$Sd_4 = Dy + 0.8 (Du - Dy)$	Severo
$Sd_5 = Du$	Completo

Donde:

- Dy: Punto de fluencia efectiva de la estructura.
- Du: Punto de colapso de la estructura.

2.2.6. Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal, es un método apto para analizar la respuesta sísmica de una estructura, ya que, permite la estimación de la respuesta de la estructura ante la presencia de las cargas cíclicas de los sismos.

En este análisis se somete a la estructura a varios registros sísmicos; de tal forma que se obtiene el comportamiento de la estructura para cada uno de dichos registros [19]. En un análisis historia de respuesta se utilizan registros o señales de movimientos del terreno (artificiales o reales), los espectros de dichos movimientos del terreno deben de ser compatibles con un espectro de respuesta objetivo (generalmente el normativo). Según el ASCE 7, se tienen dos opciones de cómo hacer compatible un registro: el escalado y el ajuste espectral. En la presente investigación se utilizará el escalado espectral, el cual consiste en multiplicar, por un valor constante, las amplitudes espectrales de un movimiento del terreno para que sean compatibles con un espectro objetivo en un periodo o rango de periodos.

La ventaja de este análisis, frente a un análisis tiempo-historia lineal, es la consideración de la degradación de rigidez por la aplicación de cargas cíclicas, es decir, el comportamiento histeréticos de los elementos estructurales.

Para la presente investigación se ha utilizado el modelo de Takaeda, el cual es el más usado en la actualidad

Adicionalmente, otra ventaja del análisis dinámico no lineal paso a paso, es que puede ser evaluado en cada paso del tiempo, ya que el acelerograma es una función que depende exclusivamente del tiempo, y la única manera de que este sea modelado es con una función que dependa de dicha variable.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Tipo y nivel de investigación

La investigación es considerada de carácter explicativo, debido a que no solo se basa en la selección de las características fundamentales del concreto y del acero de refuerzo, sino que busca explicar también la identificación de las causas, cómo ocurre el comportamiento estructural en su totalidad, frente a sollicitaciones sísmicas.

De igual manera, la investigación cumple un nivel cuantitativo, puesto que la data obtenida fundamenta la aprobación de la hipótesis mediante una serie de pasos establecidos bajo las normativas establecidas.

3.2. Diseño de investigación

El diseño es no experimental, ya que se interpreta la información sin manipular el origen y los valores de las variables. Así pues, son usadas tal y como se presentan en la realidad o en distintas bibliografías.

3.3. Población, muestra, muestreo

- Población:

Edificios con sistema de pórticos de Concreto Armado del departamento de Piura.

- Muestra:

Edificio con sistema de pórticos de Concreto Armado del distrito de Piura.

- Muestreo:

Edificio Consultorios Médicos del distrito de Piura, con sistema de pórticos de concreto armado.

3.4. Criterios de selección

En el caso de las propiedades de los materiales que se usaron en el análisis estructural por ambos métodos (lineal y no lineal), estas fueron obtenidas de los datos del Reglamento Nacional de Edificaciones, según su última actualización.

Para la selección del sistema estructural definitivo, se tuvo en consideración el costo del sistema y el comportamiento estructural que pueda presentar frente a sollicitaciones sísmicas, asegurando un desempeño sísmico adecuado y que la estructura sea lo más dúctil posible.

La utilización del Software Midas Gen, se propone como una alternativa adecuada y potente frente a los softwares como Etabs o SAP2000, considerando que este software posee una amplia gama de análisis convencionales y avanzados, que refiere a los análisis de tipo no lineal. Bajo

el uso de este Software, se han podido diseñar edificaciones como el estadio “Nido de Pájaro” usado en los juegos olímpicos de Beijing 2008

3.5. Operacionalización de variables

Variable independiente:

- Análisis no lineal

Variables dependientes:

- Comportamiento estructural y comportamiento sísmico.

Tabla 5: Operacionalización de variables

VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	MEDICIÓN
Var. Independiente: Análisis no lineal	Análisis no lineal estático.	Método de análisis de colapso: Pushover	Niveles de desempeño
	Análisis no lineal dinámico.	Análisis dinámico paso a paso	
Var. Dependiente: Optimización del diseño estructural	Comportamiento estructural y sísmico	Deformaciones	cm
		Distorsiones de entrepiso (derivadas)	Adimensional
		Esfuerzos	Tonf, tonf-m
		Disminución de secciones de elementos estructurales	cm.

Fuente: Elaboración Propia

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Tabla 6: Técnicas e instrumentos de recolección de datos

TÉCNICAS	INSTRUMENTOS
Recopilación de información	Memoria descriptiva del proyecto. Memoria de cálculo del proyecto. Planos del proyecto.
Análisis de documentos	Guías, libros, revistas, artículos de investigación, tesis.
Observación	Juicio de ingenieros estructurales

Fuente: Elaboración Propia

3.7. Procedimientos

3.7.1. Actualización del proyecto a la Norma E.030-2018 y E.060

Al realizar la revisión del proyecto estructural, se pudo evidenciar la necesidad de una actualización del proyecto, desde el modelamiento estructural, hasta las verificaciones de las irregularidades que indica la norma E.030 de Diseño Sismorresistente. Se inició con el pre dimensionamiento de los elementos estructurales y metrado de cargas, para poder realizar un modelo matemático lo más aproximado a la realidad.

Parte de este procedimiento es diseñar los elementos en base a la norma E.060 de Concreto Armado, sobre todo haciendo hincapié en el diseño por capacidad indicado en el capítulo 21 de dicha norma, además de verificar la no existencia de vigas de gran peralte que no son permitidas en la zona sísmica 4.

3.7.2. Análisis no Lineal de la edificación

a) Método de análisis de colapso: Pushover

Mediante este método se pretende calcular la resistencia y capacidad de deformación en base al método no lineal estático incremental, comparando los resultados con lo estipulado en los niveles de desempeño.

Se escogió un patrón de cargas laterales que se aproxime a las fuerzas inerciales esperadas de la estructura frente a una determinada sollicitación sísmica. La demanda sísmica vendrá dada por tres tipos de sismos, establecidos por el ATC-40:

Sismo de servicio: Corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Se considera 50% del sismo de diseño y se considera frecuente.

Sismo de diseño: Representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años.

Sismo máximo: Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio, con una probabilidad del 5 % de ser excedido en un período de 50 años, con un período de retorno de aproximadamente 975 años. Se considera entre 125% del sismo de diseño.

Se realizará la definición del modelo inelástico definiendo el comportamiento de los materiales, y, de las secciones a utilizar y de las rótulas, asociándolos a los diagramas de momento curvatura y momento giro obtenidos en el análisis elástico lineal.

De tal manera que una vez realizado el análisis estructural, se obtengan las curvas de capacidad de la estructura para cada dirección y con cada sismo en estudio.

b) Método de análisis dinámico no lineal - paso a paso

Se busca obtener la respuesta sísmica de la estructura, para un conjunto de registros sísmicos, a los que la edificación será sometida durante el proceso de análisis.

Este método se usa como herramienta de comparación, para los resultados obtenidos con el método Pushover, porque evalúa un amplio rango de respuesta (deformación, curvatura, etc.) lo que permite entender la respuesta sísmica en relación al incremento de la demanda para comprender los cambios (fluencia, endurecimiento del acero, degradación de la rigidez, inestabilidad, etc.) producidos en la condición de la edificación incluso para altos niveles de aceleración.

3.7.3. Modelamiento estructural en Etabs 17.0.1.

Se utilizó el software Etabs 17.0.1. para el modelamiento de la estructura con el fin de desarrollar el análisis sísmico indicado por la norma E.030, además de poder obtener esfuerzos necesarios de los elementos estructurales para su diseño.

Se pre dimensionaron los elementos estructurales a partir de una estructuración que permita un adecuado comportamiento estructural y sísmico, por ello, durante el proceso de modelamiento se tuvieron que ir cambiando las secciones de las vigas y columnas por motivos de desplazamientos ya que la arquitectura no permite colocar muros de corte y, sobre todo, no permite colocar más de cinco pórticos.

Por otra parte, se tomaron en cuenta todas las consideraciones necesarias para un adecuado modelamiento como: colocación de restricciones, rotulación de las vigas, modelamiento de escaleras, colocación de diafragmas en cada losa, selección adecuada de la repartición de cargas en la losa. Además, se planteó modelar las losas aligeradas como elementos tipo membrana para que se permita una adecuada distribución de cargas a las vigas, teniendo en cuenta que a la membrana se le coloca un espesor mínimo con el fin de que no aporte rigidez ni peso a la estructura.

Los patrones de carga introducidos en este proceso fueron:

- DEAD: Representa el peso propio de los elementos estructurales, como se sabe se considera el peso de concreto 2.4 Ton/m³.
- Live: Es la carga viva indicada en la norma E.020, que para el presente caso se consideró 250 kg/m³.

- **Peso propio + Acabados:** Representa la sumatoria entre peso propio de la losa aligerada, que es 400 kg/m² y el peso de acabados, el cual se consideró 100 kg/m².
- **Tabiquería:** Por motivos de sencillez en el modelo y de acuerdo al plano de arquitectura, la carga considerada en las losas como tabiquería fue de 50 kg/m² y en las vigas se realizó el metrado correspondiente para los tabiques apoyados en ellas, cargando así viga por viga.
- **Alternancia 1:** Se consideró este patrón de carga para representar la primera alternancia de carga viva que indica la norma E.060.
- **Alternancia 2:** Se consideró este patrón de carga para representar la segunda alternancia de carga viva que indica la norma E.060.
- **SxE:** Representa el sismo calculado a partir del método de fuerzas equivalentes indicado en la Norma E.030, únicamente en la dirección X. Cabe resaltar que este sismo solo servirá para verificar la fuerza cortante mínima, que es una comprobación que se indica en el método dinámico espectral de la misma norma. Ambos métodos son viables, sin embargo, se decidió analizar la estructural con el método dinámico espectral.
- **SyE:** Representa el sismo calculado a partir del método de fuerzas equivalentes indicado en la Norma E.030, únicamente en la dirección Y. Cabe resaltar que este sismo solo servirá para verificar la fuerza cortante mínima, que es una comprobación que se indica en el método dinámico espectral de la misma norma. Ambos métodos son viables, sin embargo, se decidió analizar la estructural con el método dinámico espectral.

3.7.4. Modelamiento estructural en Midas Gen

El software Midas Gen, se empleó principalmente para el análisis no lineal de la estructura en estudio. El proceso parte de la misma estructuración, la colocación de las mismas cargas, restricciones, etc.; sin embargo, se debe tener en cuenta el diseño de cada elemento para que pueda ser introducido dentro del programa para que este pueda calcular los diagrama momento curvatura y permita determinar los puntos clave en el comportamiento a flexión de cada sección de elemento.

3.8. Plan de procesamiento y análisis de datos

FASE I

1. Recopilación de información bibliográfica.
2. Estudio de la información obtenida.

3. Revisión de normas o criterios, que estén alineadas a la investigación. Normas FEMA 356-2000, ATC-40-1996, criterios del SEAOC-2000.

FASE II

4. Revisión del proyecto estructural de acuerdo a lo indicado en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente, en caso el proyecto no cumpliera con lo requerido, se deberá actualizar.
5. Planteamiento de nueva estructuración, pre dimensionamiento y modelamiento de la estructura en el Software Etabs.
6. Verificación del nuevo proyecto en función de la Norma E.030.
7. Diseño de los elementos estructurales de acuerdo a la Norma E.060.

FASE III

8. Modelamiento de la estructura aplicando el software Midas Gen, definiendo los materiales, y la creación de las secciones de los elementos estructurales.
9. Realizar el análisis no lineal estático (pushover) de la estructura, obteniendo su curva de capacidad y el punto de desempeño.
10. Realizar el análisis no lineal dinámico de la edificación.

FASE IV

11. Evaluación en un pórtico de las secciones y cuantías de acero obtenidas entre los análisis lineal y no lineal de la edificación
12. Organización de datos obtenidos de los análisis.
13. Elaboración de informe final.
14. Conclusiones y recomendaciones.

3.9. Matriz de consistencia

Tabla 7: Matriz de Consistencia

TÍTULO	Optimización Del Diseño Estructural Aplicando Análisis No Lineal En El Proyecto Consultorios Médicos De La Ciudad De Piura	
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	¿Se podrá generar una optimización en el diseño estructural del proyecto Consultorios Médicos?	
FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS	Utilizando el análisis no lineal, se podrá generar una optimización del diseño estructural del proyecto Consultorios Médicos.	
OBJETIVOS	<u>PRINCIPAL</u>	Optimizar la función de los elementos estructurales del proyecto “Consultorios

		Médicos” de la ciudad de Piura, mediante el análisis no lineal.
	<u>ESPECÍFICOS</u>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Recalcular el diseño estructural consultorios médicos, a partir de la norma E-030 2018, de diseño sismorresistente. 2. Analizar el proyecto “Consultorios Médicos” mediante el análisis estático no lineal (pushover). 3. Analizar el proyecto “Consultorios Médicos” mediante el análisis dinámico no lineal. 4. Evaluar un pórtico de la edificación, estableciendo una comparación de costos, entre los resultados de secciones y cuantías de acero obtenidas por el análisis lineal y no lineal. 5. Utilizar el software Midas Gen, para el análisis estructural de los métodos no lineales.
METODOLOGÍA	<u>TIPO Y NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN</u>	La investigación realizada es explicativa, y nivel cuantitativo.
	<u>DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN</u>	El diseño empleado en esta investigación es no experimental, porque se interpretará la información sin manipular el origen y valores de las variables, de tal manera de que sean usadas como se presenten en la realidad o distintas bibliografías.
	<u>POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO</u>	<p>Población: Edificios con sistema de pórticos de Concreto Armado del departamento de Piura.</p> <p>Muestra: Edificios con sistema de pórticos de Concreto Armado del distrito de Piura.</p>

		Muestreo: Edificio Consultorios Médicos del distrito de Piura, con sistema de pórticos de concreto armado
--	--	---

Fuente: Elaboración Propia

3.10. Consideraciones éticas

De acuerdo con los principios y procedimientos establecidos en las normas nacionales E.030 (vigente 2019) y normas internacionales FEMA 356, ATC-40, este estudio se desarrollará conforme a los siguientes criterios:

Modelización: definición adecuada de una estructuración que permita la correcta distribución de masas y rigideces en cada piso, considerando los efectos de la no linealidad de los materiales.

Análisis: la estructura se debe analizar para la aplicación de las acciones sísmicas calculadas a partir del peso sísmico de la edificación, el cual incluye las cargas muertas y el 50% de la carga viva asumida, para el análisis estructural. Las cargas laterales se deben incrementar monotónicamente.

Además, siguiendo con los lineamientos de ética de la USAT, se citarán todas las ideas, argumentos, definiciones, etc.; tomadas de otros estudios para explicar conceptos descritos durante el desarrollo de la presente investigación, sin exceder el porcentaje de coincidencia establecido por el artículo 31° del Reglamento de Elaboración de Trabajos de Investigación para optar el Grado Académico de Bachiller y Título Profesional.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Análisis Lineal de acuerdo a la Norma E.030 y E.060.

4.1.1. Predimensionamiento

Para el pre dimensionamiento de las losas, se ha seguido lo normado en la norma E.060 de concreto armado en la tabla 9.1:

Ilustración 12: Tabla 9.1. Norma E.060: Concreto Armado

TABLA 9.1 PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES				
	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Norma E.060

Por consiguiente, se obtiene:

- $L = 5.07 \text{ m}$

$$h = \frac{5.07}{18.5} = 0.274 \text{ m}$$

- $L = 4.30 \text{ m}$

$$h = \frac{4.30}{21} = 0.205 \text{ m}$$

- $L = 5.23 \text{ m}$

$$h = \frac{5.23}{18.5} = 0.283 \text{ m}$$

Por lo tanto, para uniformizar y evitar el cálculo de deflexiones cumpliendo con la norma, se considerará una losa de 30 cm de peralte.

Para el caso de las vigas, se pre dimensionaron bajo la siguiente aproximación, teniendo en cuenta además que la norma indica que el ancho mínimo de viga debe de ser de 0.25 m:

- Para las vigas del eje X-X:

$$h = \frac{L}{12} = \frac{5.23}{12} = 0.436 \text{ m} = 0.45 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

Sin embargo, por motivos de desplazamientos, al final se concluyó en usar vigas de **30 cm x 50 cm**, garantizando así el cumplimiento de la distorsión máxima.

- Para las vigas del eje Y-Y:

$$h = \frac{L}{12} = \frac{7.35}{12} = 0.6125 \text{ m} = 0.60 \text{ m}$$

$$b = 0.5 * h = 0.30 \text{ m}$$

En el **predimensionamiento de columnas**, se optó por columnas de 60 cm x 30 cm en los ejes centrales, por temas de desplazamiento, y en los ejes laterales se creyó conveniente trabajar con secciones de 40 cm x 60 cm, asegurando un nudo rígido que permita ingresar la longitud de desarrollo en las vigas de la dirección X, favoreciendo a los desplazamientos.

4.1.2. Metrado de cargas

En este caso, para el proceso de estructuración, se tomó en cuenta que las vigas retengan la carga de los muros principales, de tal manera que los pesos acentuados en la losa sean correspondientes a cargas vivas y a su peso propio más acabados. Por otro lado, los muros antes en dirección paralela a las viguetas, se optó por la colocación de una viga chata, para el soporte de esta carga.

La carga de los muros en las vigas, considerando el peso específico de un ladrillo pandereta, adquiere un valor de:

$$w = 0.15 * 2.80 * 1.35 = 0.567 \text{ tn/m}$$

Para los parapetos que tienen una altura de 1 metro de acuerdo al plano de arquitectura, se tendrá una carga de:

$$w = 0.15 * 1.00 * 1.35 = 0.20 \text{ tn/m}$$

En el caso de la carga viva, de acuerdo a la normativa E.020, se consideró una sobre carga de 250 kg/cm² en los ambientes y 400 kg/cm² en escaleras.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de las cargas consideradas para el modelo.

Tabla 8: Cargas consideradas para el análisis estructural

Carga viva	
Losas	250 kg/m ²
Escalera	400 kg/m ²
Carga muerta	

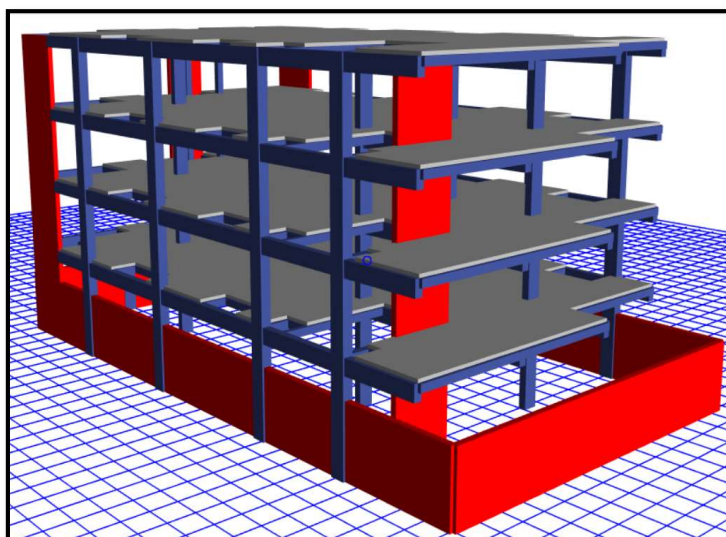
Acabados	100 kg/m ²
Peso propio de losa	420 kg/m ²
Muros	0.567 tn/m
Parapetos	0.20 tn/m

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3. Análisis dinámico modal espectral

Este análisis se realizó en el software Etabs, creando las funciones de espectro de respuesta con el 5% de amortiguamiento, para luego crear los casos de sismos dinámicos para cada una de las direcciones de análisis. Además, se consideró el 5% de excentricidad accidental en cada diafragma rígido.

Ilustración 13: Modelamiento de edificación en Software Etabs



Fuente: Elaboración Propia

Se consideró que en cada dirección de análisis se tendría un sistema Dual, de acuerdo a la norma E.030; por tanto, el espectro es el mismo para cada dirección de análisis.

Ilustración 14: Coeficientes para espectro de pseudoaceleraciones

Z	0.45
U	1.5
S	1
TP	0.4
TL	2.5
R	7

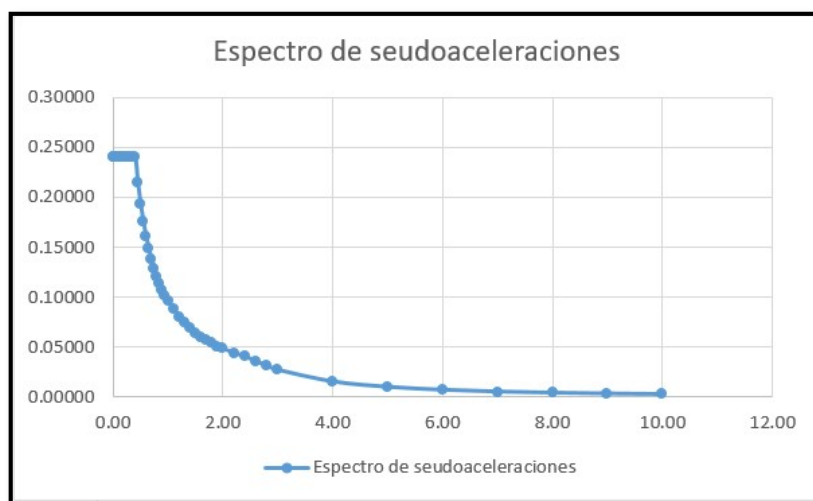
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 15: Datos para el Espectro de Seudoaceleración

C	T (s)	Sa/g	Sv (m/s)	Sd (m)
2.50	0.00	0.24107	0.00000	0.00000
2.50	0.02	0.24107	0.00753	0.00002
2.50	0.04	0.24107	0.01506	0.00010
2.50	0.06	0.24107	0.02258	0.00022
2.50	0.08	0.24107	0.03011	0.00038
2.50	0.10	0.24107	0.03764	0.00060
2.50	0.12	0.24107	0.04517	0.00086
2.50	0.14	0.24107	0.05269	0.00117
2.50	0.16	0.24107	0.06022	0.00153
2.50	0.18	0.24107	0.06775	0.00194
2.50	0.20	0.24107	0.07528	0.00240
2.50	0.25	0.24107	0.09410	0.00374
2.50	0.30	0.24107	0.11292	0.00539
2.50	0.35	0.24107	0.13174	0.00734
2.50	0.40	0.24107	0.15055	0.00958
2.22	0.45	0.21429	0.15055	0.01078
2.00	0.50	0.19286	0.15055	0.01198
1.82	0.55	0.17532	0.15055	0.01318
1.67	0.60	0.16071	0.15055	0.01438
1.54	0.65	0.14835	0.15055	0.01558
1.43	0.70	0.13776	0.15055	0.01677
1.33	0.75	0.12857	0.15055	0.01797
1.25	0.80	0.12054	0.15055	0.01917
1.18	0.85	0.11345	0.15055	0.02037
1.11	0.90	0.10714	0.15055	0.02157
1.05	0.95	0.10150	0.15055	0.02276
1.00	1.00	0.09643	0.15055	0.02396
0.91	1.10	0.08766	0.15055	0.02636
0.83	1.20	0.08036	0.15055	0.02875
0.77	1.30	0.07418	0.15055	0.03115
0.71	1.40	0.06888	0.15055	0.03355
0.67	1.50	0.06429	0.15055	0.03594
0.63	1.60	0.06027	0.15055	0.03834
0.59	1.70	0.05672	0.15055	0.04073
0.56	1.80	0.05357	0.15055	0.04313
0.53	1.90	0.05075	0.15055	0.04553
0.50	2.00	0.04821	0.15055	0.04792
0.45	2.20	0.04383	0.15055	0.05272
0.42	2.40	0.04018	0.15055	0.05751

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 16: Espectro de Seudoaceleraciones



Fuente: Elaboración Propia

Adicionalmente, como un parámetro, se verificó el peso por unidad de área.

Ilustración 17: Peso por unidad de área

Load Case/Combo	Peso (Tnf)	Área neta	Peso tnf/m2
DEAD	489.12	1421.71	0.34
Live	279.40		0.10
Peso propio + Acabados	647.62		0.46
Tabiquería	215.56		0.15
Peso sísmico	1491.99		1.05

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3.1. Participación Modal y periodos

Como respuesta del análisis realizado, se obtuvo la participación modal y los periodos de la estructura producto de un análisis dinámico. Se puede observar en las imágenes que los valores de participación modal dinámica pasan el 90% indicado en la Norma E.030 y que los periodos son de 0.378 segundos en la dirección X, y de 0.338 en la dirección Y. Además, se observa que son los primeros modos los que proporcionan mayor cantidad de participación modal. El primero modo, el modo predominante en la dirección X, proporciona un porcentaje de masa de 71.45 % y el segundo modo, modo predominante en la dirección Y, tiene un porcentaje de masa del 69.11 %.

Ilustración 18: Participación Modal

Participación modal				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	99.77
Modal	Acceleration	UY	100	99.75
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Periodos y participación de masas					
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec			
Modal	1	0.378	0.7145	0.0088	0
Modal	2	0.338	0.0086	0.6911	0
Modal	3	0.282	0.0114	0.0001	0
Modal	4	0.123	0.0016	0.021	0
Modal	5	0.118	0.0898	0.0007	0
Modal	6	0.094	0.0292	0.0325	0
Modal	7	0.094	0.0283	0.0531	0
Modal	8	0.083	0.0027	0.0376	0
Modal	9	0.072	0.003	0.0031	0
Modal	10	0.049	0.0639	0.00002623	0
Modal	11	0.043	0.00001065	0.0613	0
Modal	12	0.035	0.0044	0.00001152	0
Modal	13	0.033	0.037	0.00001009	0
Modal	14	0.028	0.00001245	0.0883	0
Modal	15	0.022	0.0034	0.0001	0

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3.2. Distorsiones de entrepiso (Derivas)

Las distorsiones de entrepiso fueron verificadas como el desplazamiento relativo entre la altura; teniendo en cuenta que el desplazamiento relativo fue calculado como lo indica la norma E.030, es decir, fue multiplicado por el coeficiente “R”.

Ilustración 19: Distorsiones de Entrepiso en Dirección X

Dirección X						
Piso	Altura (cm)	D max	D. real abs.	D. real rela.	Deriva	Verificación
Piso 3	320	1.329	6.976	1.848	0.006	OK
Piso 2	320	0.977	5.128	2.201	0.0069	OK
Piso 1	320	0.558	2.927	2.069	0.006	OK
Semi sótano	145	0.164	0.858	0.858	0.006	OK

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 20: Distorsiones de Entrepiso en Dirección Y

Dirección Y						
Piso	Altura (cm)	D abs.	D. real abs.	D. real rela.	Deriva	Verificación
Piso 3	320	0.9571	5.025	1.442	0.005	OK
Piso 2	320	0.6825	3.583	1.727	0.005	OK
Piso 1	320	0.3535	1.856	1.510	0.005	OK
Semi sótano	145	0.0658	0.345	0.345	0.002	OK

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3.3. Verificación de irregularidades

La estructura se verifica como regular, ya que no presentar ningún tipo de irregularidad, ya sea en planta o en altura.

a) Irregularidad Torsional

Ilustración 21: Irregularidad Torsional en Direcciones X e Y

DIRECCIÓN X-X	Piso	Load Case	Max despl.	Max Rel.	Desplz. Rel. Prom.	Desplz. Real Relativo	Verificación	
	Piso 3	SxD	1.33	0.35	1.19	0.33	1.08	OK
	Piso 2	SxD	0.98	0.42	0.87	0.39	1.09	OK
	Piso 1	SxD	0.56	0.39	0.48	0.36	1.11	OK
	Semisotano	SxD	0.16	0.16	0.13	0.13	1.29	OK
DIRECCIÓN Y-Y	Piso	Load Case	Max despl.	Max Rel.	Desplz. Rel. Prom.	Desplz. Real Relativo	Verificación	
	Piso 3	SyD	0.96	0.27	0.94	0.27	1.01	OK
	Piso 2	SyD	0.68	0.33	0.67	0.32	1.02	OK
	Piso 1	SyD	0.35	0.29	0.34	0.28	1.02	OK
	Semisotano	SyD	0.07	0.07	0.06	0.06	1.04	OK

Fuente: Elaboración Propia

b) Irregularidad de esquinas entrantes

Ilustración 22: Irregularidad de Esquinas Entrantes en Direcciones X e Y

DIRECCIÓN X	Piso	Longitud total	L. esquina entr.	Verificacion	
	Piso 3	14.90	0.00	0.00	OK
	Piso 2	14.90	0.00	0.00	OK
	Piso 1	14.90	0.00	0.00	OK
	Semisotano	14.90	0.00	0.00	OK

DIRECCIÓN Y	Piso	Longitud total	L. esquina entr.	Verificacion	
	Piso 3	25.55	0.00	0.00	OK
	Piso 2	25.55	0.00	0.00	OK
	Piso 1	25.55	0.00	0.00	OK
	Semisotano	25.55	0.00	0.00	OK

Fuente: Elaboración Propia

c) Discontinuidad de diafragma

Ilustración 23: Irregularidad de Discontinuidad del diafragma

Piso	Área total	Área aberturas	Verificacion	
Piso 3	372.13	16.71	0.04	OK
Piso 2	372.13	16.71	0.04	OK
Piso 1	372.13	16.71	0.04	OK
Semisotano	372.13	16.71	0.04	OK

Fuente: Elaboración Propia

d) Piso blando

Ilustración 24: Irregularidad de Rigidez - Piso Blando en Direcciones X e Y

Piso	Load Case	Cortante X (Tnf)	Drift X (cm)	Rigidez X (Tnf/cm)	Verificación del 70%		Verificación del 80%	
Piso 3	SxD	109.94	0.34	319.28				
Piso 2	SxD	197.41	0.39	512.75	1.61	OK		
Piso 1	SxD	249.03	0.36	699.90	1.36	OK		
Semisotano	SxD	253.07	0.11	2321.07	3.32	OK	4.55	OK

Piso	Load Case	Cortante Y (Tnf)	Drift Y (cm)	Rigidez Y (Tnf/cm)	Verificación del 70%		Verificación del 80%	
Piso 3	SyD	110.47	0.28	396.13				
Piso 2	SyD	197.33	0.31	627.41	1.58	OK		
Piso 1	SyD	244.83	0.28	877.39	1.40	OK		
Semisotano	SyD	256.23	0.04	5878.00	6.70	OK	9.28	OK

Fuente: Elaboración Propia

e) Irregularidad de masa o peso

Ilustración 25: Irregularidad de Masa o Peso

Piso	Peso		Verificación 1		Verificación 2	
	Acumulado	Por nivel				
Piso 3	353.7171	353.7171		OK	0.88	OK
Piso 2	756.0511	402.334	1.14	OK	1.00	OK
Piso 1	1158.6882	402.6371	1.00	OK	1.21	OK
Semisótano	1491.9937	333.3055	0.83	OK		

Fuente: Elaboración Propia

f) Irregularidad geométrica vertical

Ilustración 26: Irregularidad de Geometría Vertical

Piso	Dirección X			Dirección Y		
	Longitud	Verificación		Longitud	Verificación	
Piso 20	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 19	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 18	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 17	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 16	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 15	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 14	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 13	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 12	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 11	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 10	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 9	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 8	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 7	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 6	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 5	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 4	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 3	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 2	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Piso 1	14.90	1	OK	25.55	1	OK
Semisótano	14.90	--		25.55	--	

*Fuente: Elaboración Propia***4.1.3.4. Fuerza cortante mínima**

De acuerdo al artículo 29.4.1. de la Norma E.030, se debe verificar que la cortante obtenida por el análisis dinámico, sea por lo menos el 80% de la cortante obtenida por el análisis de fuerzas equivalente (estático). De no cumplir con esta condición, el cortante dinámico deberá ser amplificado; sin embargo, en este caso no es necesaria una amplificación.

Ilustración 27: Fuerza Cortante Mínima

Verificación de la cortante mínima		
	Dirección X	Dirección Y
Cortante Estático	269.2907	269.2907
0.8* V. Estático	215.43256	215.43256
Cortante Dinámico	253.0706	256.233
Factor de corrección	0.851275	0.841

Fuente: Elaboración Propia

4.1.4. Diseño de elementos estructurales

4.1.4.1. Diseño de viga

Las vigas fueron diseñadas bajo los criterios establecidos en la Norma E.060, incluido el diseño por capacidad del que se habla en el capítulo 21 de dicha normativa.

Además, se consideró la envolvente de combinaciones de cargas establecidas por el método LRFD.

En la ilustración se muestra los momentos máximos en el claro y los apoyos para la viga del eje 1-1, en el tramo C – D:

Ilustración 28: Momentos de Diseño para el Refuerzo de la Viga



Fuente: Elaboración Propia

Se calculó el área de acero con la condición de una viga simplemente reforzada, porque no excede la cuantía máxima.

Ilustración 29: Cálculo de acero para refuerzo de Viga

C	CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO			D																
<div><div><div><div><div>a= 6.40 cm</div><div>As= 10.88 cm2</div></div><table><tr><td>pmin</td><td>p</td><td>pmax</td></tr><tr><td>0.00279</td><td>0.00671</td><td>0.02168</td></tr></table><div>Verificación -> Cumple Condición</div><div>As = 10.88 cm2</div></div><div><div>d = 54.10 cm</div></div></div></div>	pmin	p	pmax	0.00279	0.00671	0.02168	<div><div><div><div>a= 1.53 cm</div><div>As= 2.60 cm2</div></div><table><tr><td>pmin</td><td>p</td><td>pmax</td></tr><tr><td>0.00279</td><td>0.00160</td><td>0.02168</td></tr></table><div>Verificación -> Usar As min</div><div>As = 4.53 cm2</div></div><div><div>d = 54.10 cm</div></div></div>	pmin	p	pmax	0.00279	0.00160	0.02168	<div><div><div><div>a= 5.03 cm</div><div>As= 8.54 cm2</div></div><table><tr><td>pmin</td><td>p</td><td>pmax</td></tr><tr><td>0.00279</td><td>0.00526</td><td>0.02168</td></tr></table><div>Cumple Condición <- Verificación</div><div>As = 8.54 cm2</div></div><div><div>d = 54.10 cm</div></div></div>	pmin	p	pmax	0.00279	0.00526	0.02168
pmin	p	pmax																		
0.00279	0.00671	0.02168																		
pmin	p	pmax																		
0.00279	0.00160	0.02168																		
pmin	p	pmax																		
0.00279	0.00526	0.02168																		
<div><div><div><div>As = 5.27 cm2</div><div>Verificación -> Cumple Condición</div><table><tr><td>pmin</td><td>p</td><td>pmax</td></tr><tr><td>0.00279</td><td>0.00325</td><td>0.02168</td></tr></table><div>a= 3.10 cm</div><div>As= 5.27 cm2</div></div></div></div>	pmin	p	pmax	0.00279	0.00325	0.02168	<div><div><div><div>As = 4.53 cm2</div><div>Verificación -> Usar As min</div><table><tr><td>pmin</td><td>p</td><td>pmax</td></tr><tr><td>0.00279</td><td>0.00160</td><td>0.02168</td></tr></table><div>a= 1.53 cm</div><div>As= 2.60 cm2</div></div></div></div>	pmin	p	pmax	0.00279	0.00160	0.02168	<div><div><div><div>As = 4.53 cm2</div><div>Usar As min <- Verificación</div><table><tr><td>pmin</td><td>p</td><td>pmax</td></tr><tr><td>0.00279</td><td>0.00257</td><td>0.02168</td></tr></table><div>a= 2.45 cm</div><div>As= 4.17 cm2</div></div></div></div>	pmin	p	pmax	0.00279	0.00257	0.02168
pmin	p	pmax																		
0.00279	0.00325	0.02168																		
pmin	p	pmax																		
0.00279	0.00160	0.02168																		
pmin	p	pmax																		
0.00279	0.00257	0.02168																		

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente, se procedió a realizar la elección de barras de acero para que cumpla con lo requerido con el diseño.

Ilustración 30: Elección de barras de Acero de Refuerzo

ELECCIÓN DE BARRAS DE ACERO

C

D

Cant.	Barra	Área Barra
2	3/4"	2.84

Cant.	Barra	Área Barra
2	3/4"	2.84
0	1/2"	1.29

Requerido
10.88 cm²

<

Proporcionado
11.36 cm²

Cant.	Barra	Área Barra
2	3/4"	2.84

Cant.	Barra	Área Barra
2	3/4"	2.84

Requerido
4.53 cm²

<

Proporcionado
5.68 cm²

Cant.	Barra	Área Barra
2	3/4"	2.84

Cant.	Barra	Área Barra
2	3/4"	2.84
0	1/2"	1.29

Requerido
8.54 cm²

<

Proporcionado
11.36 cm²

Requerido
5.27 cm²

<

Proporcionado
5.68 cm²

Cant.	Barra	Área Barra
0	3/4"	2.84
0	1/2"	1.29

Requerido
4.53 cm²

<

Proporcionado
5.68 cm²

Cant.	Barra	Área Barra
0	5/8"	1.98
0	1/2"	1.29

Requerido
4.53 cm²

<

Proporcionado
5.68 cm²

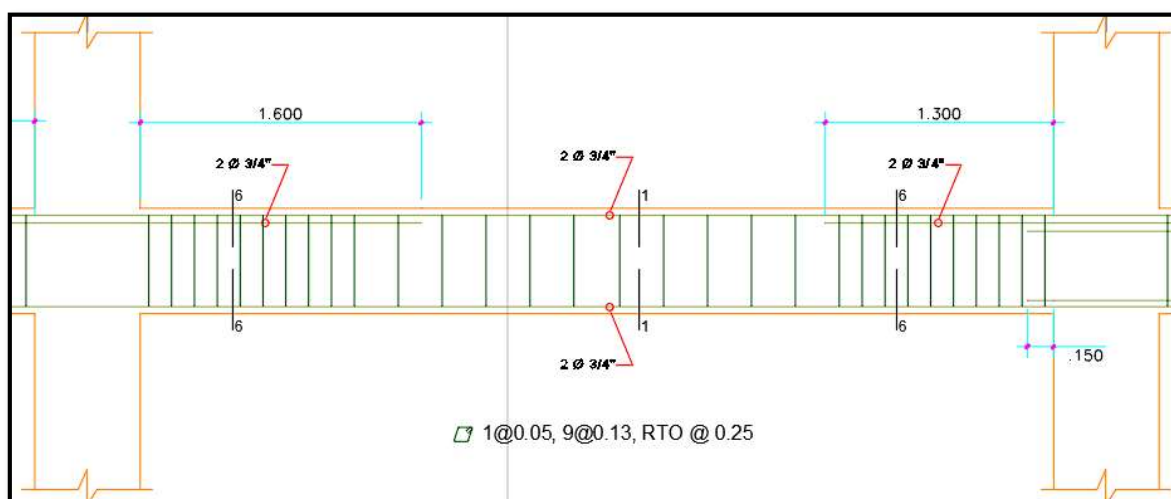
Cant.	Barra	Área Barra
0	5/8"	1.98
0	1/2"	1.29

Cant.	Barra	Área Barra
2	3/4"	2.84

Fuente: Elaboración Propia

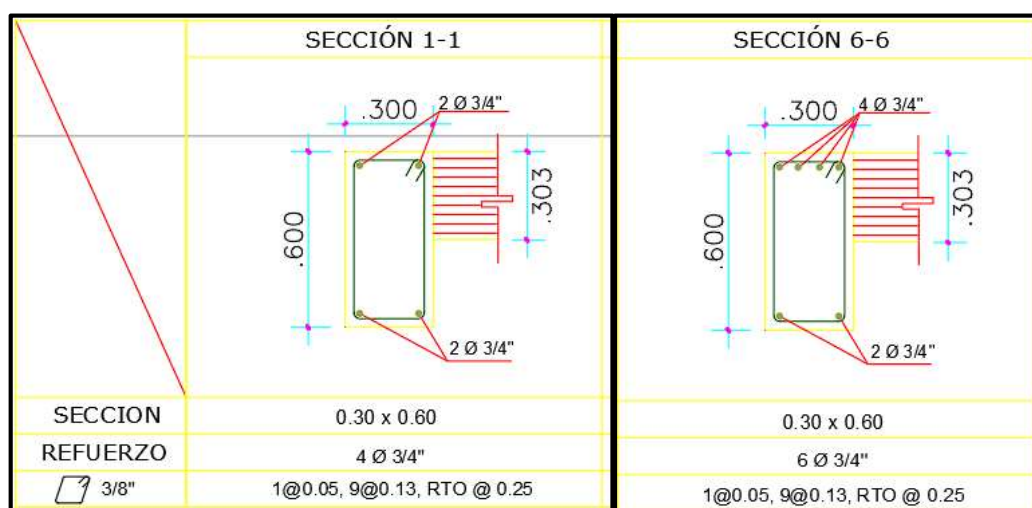
Luego del diseño, el desarrollo de las vigas y sus secciones, quedan de la siguiente manera:

Ilustración 31: Disposición de acero longitudinal en la Viga



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 32: Sección de la distribución del acero en la Viga

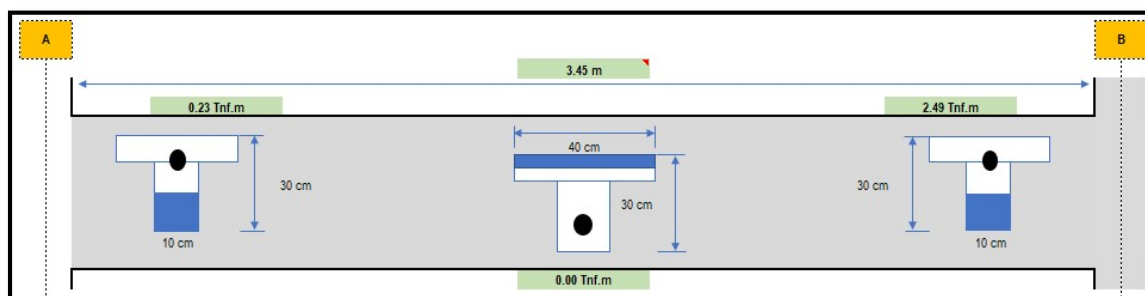


Fuente: Elaboración Propia

4.1.4.2. Diseño de losa aligerada

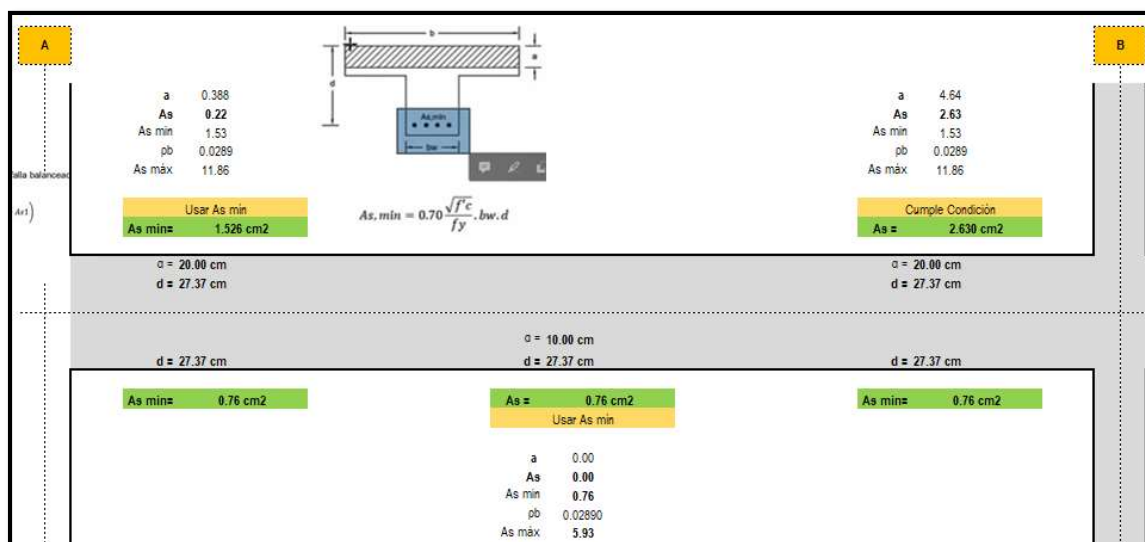
Para el diseño de la losa aligerada se rigió bajo lo estipulado en el capítulo 10 de la norma E.060, y fue diseñada para flexión y verificada por cortante. No se verificaron deflexiones porque el peralte o espesor mínimo se obtuvo bajo lo señalado en la Tabla 9.1 de la norma E.060, para los elementos armados en una dirección, como esta.

Ilustración 33: Momentos para el diseño de losa aligerada



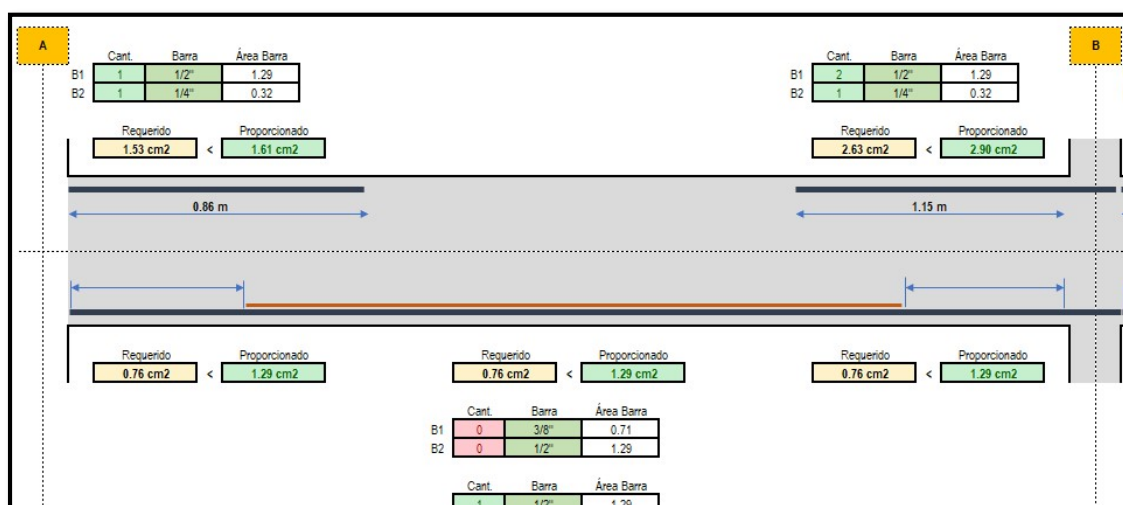
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 34: Comprobación de Acero mínimo



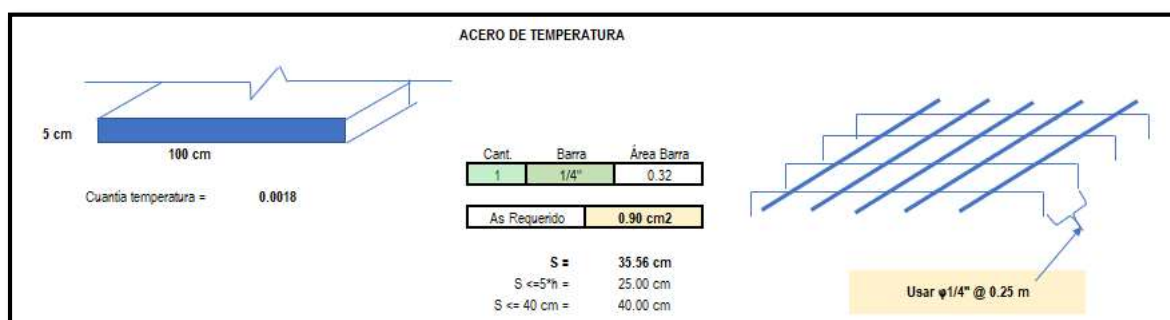
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 35: Elección de Barras de Refuerzo para Losa Aligerada



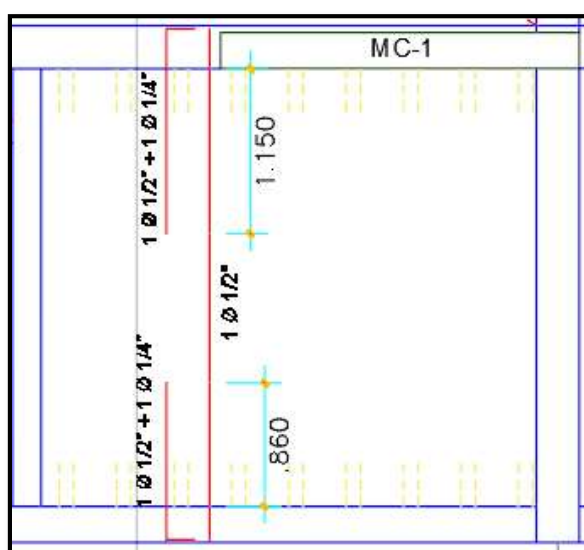
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 36: Elección de Acero por Temperatura



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 37: Disposición de Acero en Losa Aligerada

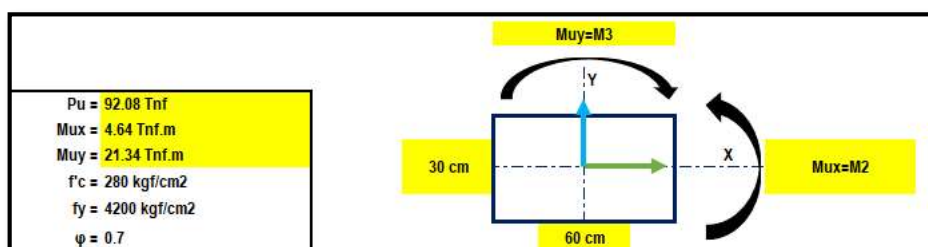


Fuente: Elaboración Propia

4.1.4.3. Diseño de columna

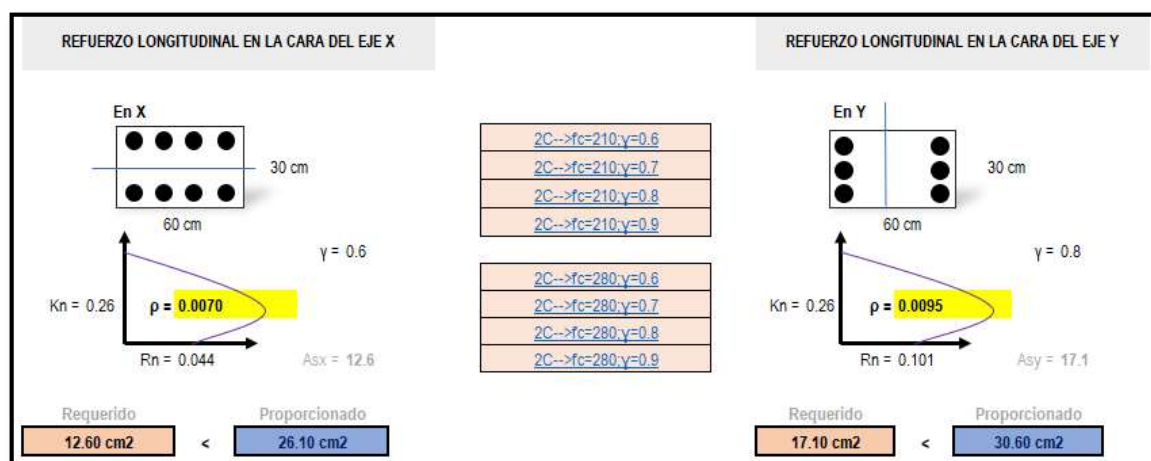
Para el diseño de las columnas se utilizaron los ábacos proporcionados por el ACI y los métodos estipulados en la norma E.060, además de verificar el cálculo bajo el diagrama de interacción de la columna.

Ilustración 38: Cargas y Momentos Actuantes usados para el Diseño de la Columna



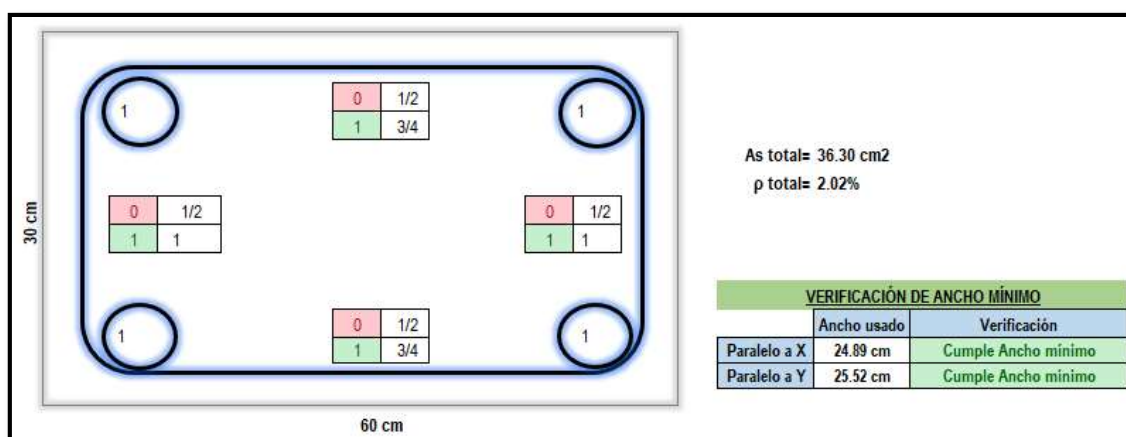
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 39: Análisis a 2 Caras



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 40: Elección de Barras de Acero



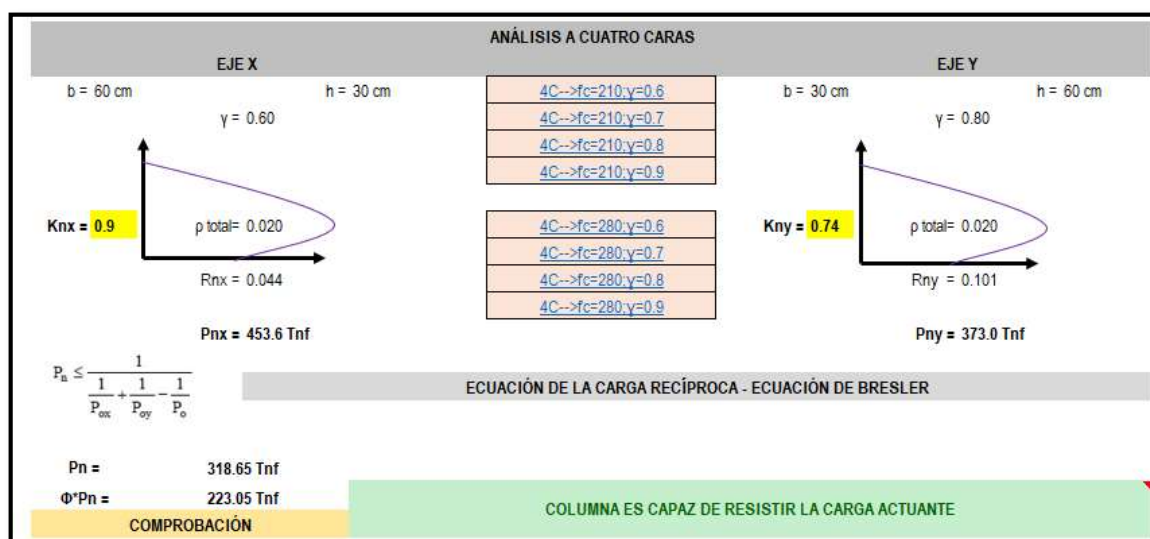
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 41: Comprobación de uso del método



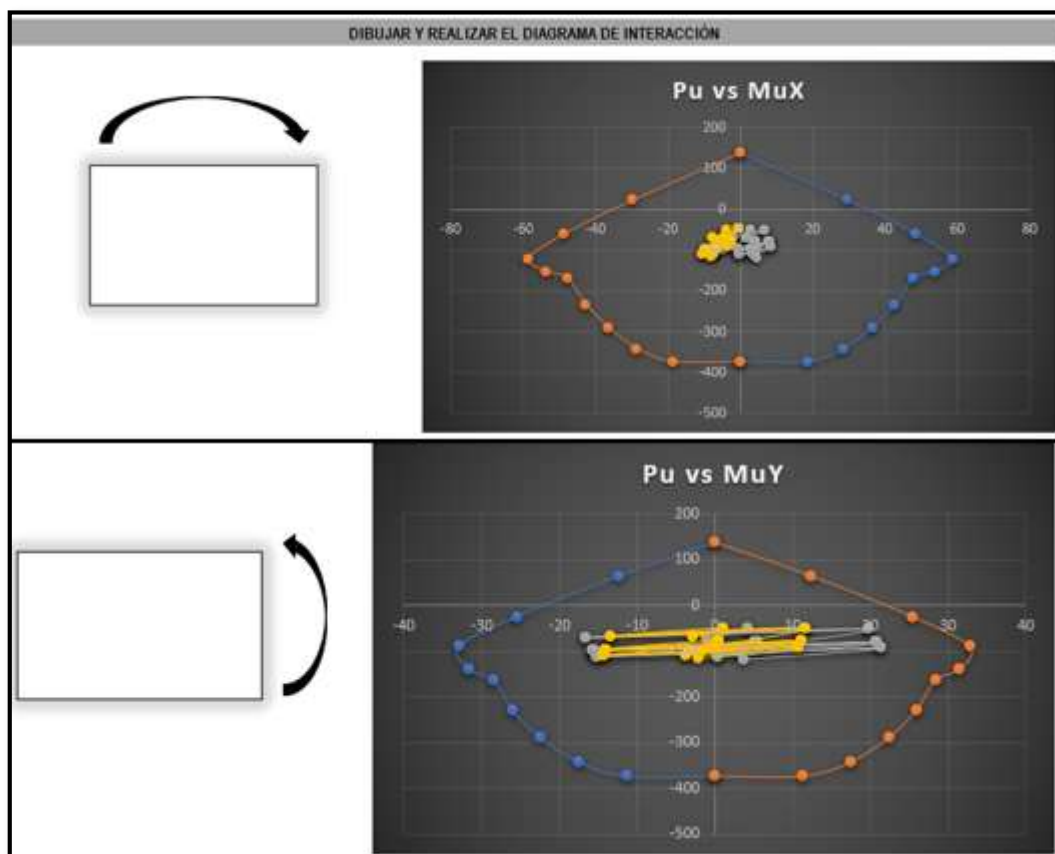
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 42: Análisis a 4 Caras



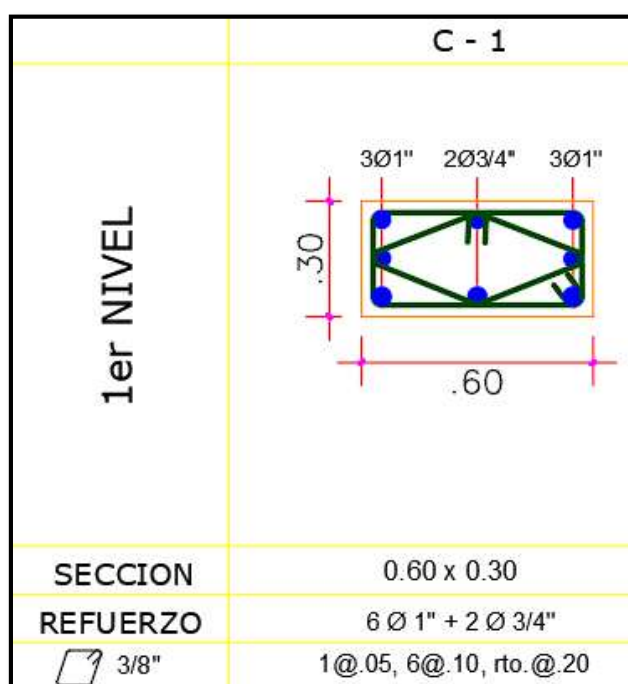
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 43: Comprobación mediante uso de Diagramas de Interacción



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 44: Secciones de Distribución de Acero en la Columna



Fuente: Elaboración Propia

Además, se realizó el diseño por capacidad que indica el capítulo 21 de la norma E.060, asegurando así la falla por flexión, antes que por cortante.

4.1.4.4. Diseño de muro de corte

El diseño de los muros de corte se rigió bajo lo estipulado en el capítulo 14 y 21 de la norma E.060, y fueron diseñados y verificados para todas las posibles fallas: flexión, tracción, compresión, cortante y deslizamiento. Además, producto del diseño se debió confinar los elementos de borde para asegurar así la falla por flexión.

Ilustración 45: Verificación del Diseño de Muros

VERIFICACION DE DISEÑO POR FLEXION O FLEXO COMPRESION						
<div>- 0.1fc*Ag > Pu : Diseñar como Viga (Flexion)</div> <div>- 0.1fc*Ag < Pu : Diseñar como Columna (Flexo - Compresion)</div>						
	VALORES A USAR			TIPO DE DISEÑO		Valores Para diseño
	Pu (Ton)	Vu (Ton)	Mu (tm.m)	0.1*F'c*Ag (Tn)	Diseño	Mu (Ton-m) - Dis.
Nivel 0	136.00	99.45	200.60	175	Flexion	200.60
Nivel 1	104.43	40.91	101.80	175	Flexion	101.80
Nivel 2	67.86	24.96	32.96	175	Flexion	32.96
Nivel 3	30.64	13.50	22.95	175	Flexion	22.95

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 46: Verificación por Tracción y Compresión

COMPRESIÓN PURA EN EL EXTREMO				
$P_u = \frac{P}{2} + \frac{M}{d}$				
$\phi P_n = [0.80 * \phi * [0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s]]$				
$\phi = 0.7$				
NIVEL	COMPRESIÓN			
	P_u (Tn)	P_n (Tn)	ϕP_n (Tn)	Verificación
0	-43.50	1286.42	900.49	CUMPLE
1	-33.05	1244.20	870.94	CUMPLE
2	-19.24	1244.20	870.94	CUMPLE
3	-11.24	1244.20	870.94	CUMPLE

TRACCIÓN PURA EN EL EXTREMO				
$Trac. = \frac{P}{2} - \frac{M}{d}$				
$T_n \leq \phi_t A_s * f_y$				
$\phi = 0.9$				
NIVEL	TRACCIÓN			Verificación
	T_u	T_n		
0	-52.80	114.99		CUMPLE
1	-37.16	64.64		CUMPLE
2	-24.33	64.64		CUMPLE
3	-9.21	64.64		CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

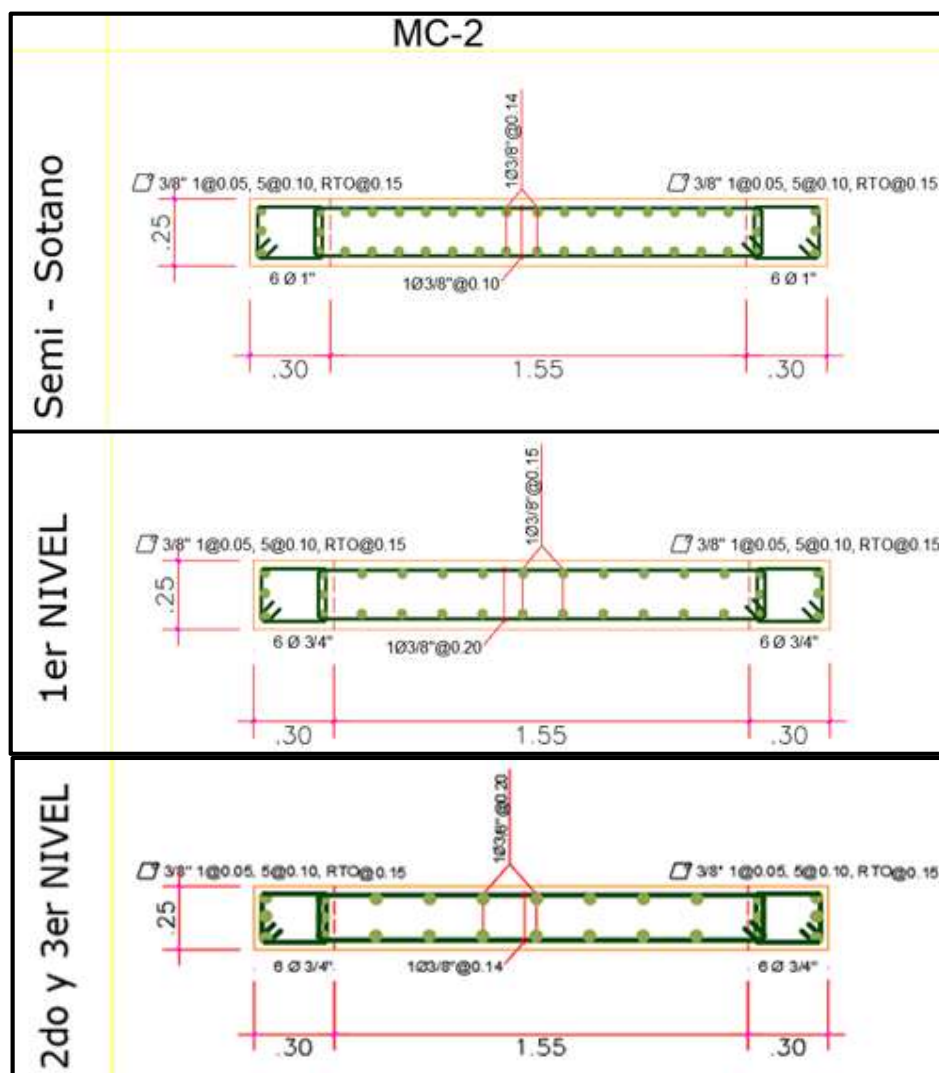
Ilustración 47: Refuerzo de Acero Horizontal y Vertical por Nivel

REFUERZO DE A_s HORIZONTAL				
NIVEL	CASO	Usando ϕ		S Final (cm)
0	CASO 3	2 ϕ	3/8"	10.86
1	CASO 3	2 ϕ	3/8"	20.00
2	CASO 3	2 ϕ	3/8"	17.71
3	CASO 3	2 ϕ	3/8"	20.00

REFUERZO DE A_s VERTICAL					
NIVEL	CASO	Usando ϕ		S Final (cm)	A_s Vertical
0	CASO 3	2 ϕ	3/8"	15.694	18.10 cm ²
1	CASO 3	2 ϕ	3/8"	20.980	13.54 cm ²
2	CASO 3	2 ϕ	3/8"	19.378	14.66 cm ²
3	CASO 3	2 ϕ	3/8"	20.980	13.54 cm ²

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 48: Secciones de Acero de Refuerzo en el Muro de Corte

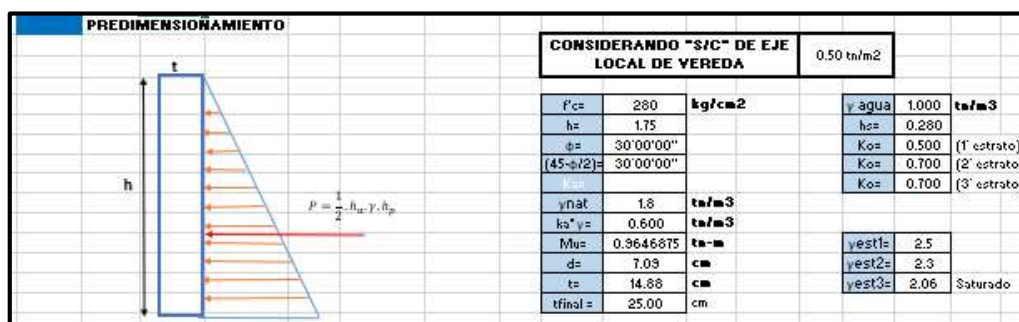


Fuente: Elaboración Propia

4.1.4.5. Diseño de muro de sótano

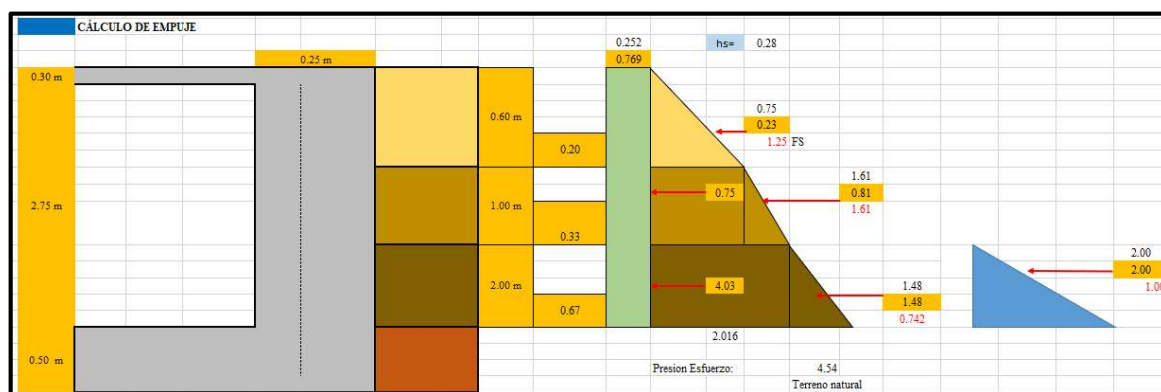
Para el diseño de los muros de sótano se tuvieron en cuenta las consideraciones mencionadas en el capítulo 14 y 21 de la norma E.060; estos fueron diseñados y verificados para las posibles fallas de flexión, tracción, compresión y cortante.

Ilustración 49: Predimensionamiento del Muro de Sótano



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 50: Cálculo de los empujes actuantes sobre el muro de sótano



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 51: Diseño de Acero de Refuerzo para Muro de Sótano

DISEÑO DE ACERO (Mu+)				Verificación de Amin			
Mu =	5.028	Tn.m		pm	0.0020	As max =	5.00 cm2
f'c =	280	kg/cm2		pv	0.0015	As min =	3.75 cm2
fy =	4200	kg/cm2		ptemp	0.0012	As =	3.00 cm2
Φ =	0.9						
b =	100.00	cm					
d =	19.00	cm	h = 25				
Determinación del área de de acero				usar 1 Ø 3/8" @ 19.00 cm			
a (cm)	As (cm2)	As calc =	5.461 cm2				
3.8	7.779	As min =	3.75 cm2				
1.373	7.263	As final =	5.46 cm2				
1.282	7.263	Nº varillas	Espaciamento				
1.282	7.263	Area =	0.71 3/8"				
1.282	7.263	Espaciamento de Refuerzo					
1.282	5.461	19	cm				

DISEÑO DE ACERO (Mu-)				Verificación de Amin			
Mu =	2.423	Tn.m		pm	0.0020	As =	5.00 cm2
f'c =	280	kg/cm2		pv	0.0015	As =	3.75 cm2
fy =	4200	kg/cm2		ptemp	0.0012	As =	3.00 cm2
Φ =	0.9						
b =	100.00	cm					
d =	19.00	cm	h = 25				
Determinación del área de de acero				usar 1 Ø 3/8" @ 19.00 cm			
a (cm)	As (cm2)	As requerida =	3.750 cm2				
3.8	3.748	As min =	3.75 cm2				
0.661	3.433	Nº varillas	Espaciamento				
0.606	3.433	Area =	0.71 3/8"				
0.606	3.433	Nº varill.	espaciamento				
0.606	2.595	19	cm				

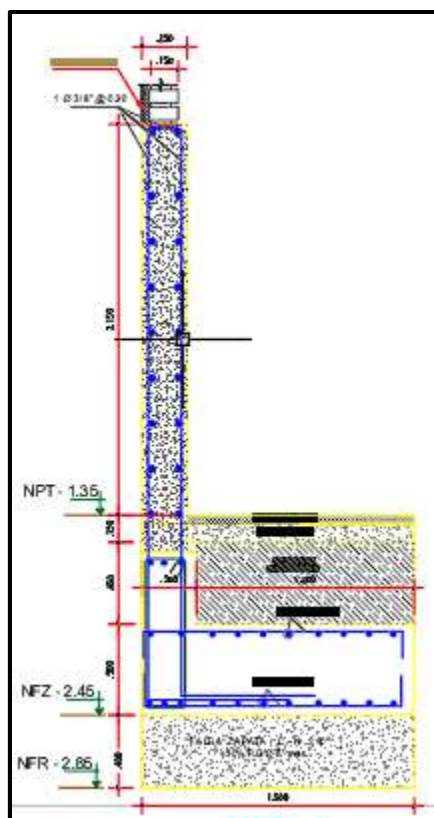
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 52: Verificación por corte para Muro de Sótano

VERIFICACIÓN POR CORTANTE				
Vn=	28.20	Tn	$V_u \leq \phi V_c$	
ϕV_n =	23.97	Tn	$V_u \leq V_c + V_s$	
Vs=	0	tn	$V_s = 0$	
DESPRECIAR CORTANTE			$V_u \leq \phi V_c$	
			$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b.d$	
As.trans =	3.00	cm2		
As min=	2.82	cm2		
Nº varillas	Espaciamiento			
Area=	0.71	3/8"		
Nº varill.	espaci.			
4	19	cm	usar 1 Ø 3/8" @ 20.00 cm	

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 53: Distribución de Acero de Refuerzo en Muro de Sótano Típico



Fuente: Elaboración Propia

4.1.4.6. Diseño de escalera

La escalera fue diseñada para flexión y verificada por cortante.

Ilustración 54: Dimensionamiento de la Escalera

Espesor de la escalera:		$\frac{L_n}{25} = 0.15 < t = 0.17 < \frac{L_n}{20} = 0.19$	Usaremos: $t = 0.175$ m
Calculamos el valor de:		Hallamos el valor de h_m :	
$\cos\theta = \frac{P}{(P^2 + CP^2)^{1/2}} = 0.8603$		$h_m = h_o + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2} = 0.2923$ m	

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 55: Metrado de Cargas por Tramos de Escalera

METRADO DE CARGAS	
TRAMO HORIZONTAL	TRAMO INCLINADO
Carga Muerta: $t = 17.5$ cm Peso propio = 0.420 t/m Acabados = 0.100 t/m CM = 0.520 t/m Carga Viva: Sobre carga = 0.200 t/m CV = 0.200 t/m Carga diseño: $W_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$ $W_u = 1.07 \text{ t/m}$	Carga Muerta: Peso propio = 0.702 t/m Acabados = 0.100 t/m CM = 0.802 t/m Carga Viva: Sobre carga = 0.200 t/m CV = 0.200 t/m Carga diseño: $W_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$ $W_u = 1.46 \text{ t/m}$

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 56: Momentos de Diseño para el refuerzo

04 ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN LA ESCALERA	
Momento último:	
$(+)M_u = 3.92$ tn.m	
Momento diseño:	
$(+)M_{diseño} = 0.9 (+)M_u = 3.53$ tn.m	(Momento de diseño en la escalera)
Cortante último:	
$V_{máx} = 1.8153$ tn	

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 57: Diseño del refuerzo de la escalera

ACERO NEGATIVO	ACERO POSITIVO	ACERO NEGATIVO
$M_u = 1.177 \text{ t.m}$ $d = 15.03 \text{ m}$ $a = 0.37 \text{ cm}$ $A_s(+)= 2.10 \text{ cm}^2$ $A_{s \text{ min}} = 3.15 \text{ cm}^2$	$d = 14.87 \text{ m}$ $a = 1.15 \text{ cm}$ $A_s(+)= 6.54 \text{ cm}^2$ $A_{s \text{ min}} = 3.15 \text{ cm}^2$	$M_u = 1.177 \text{ t.m}$ $d = 15.03 \text{ m}$ $a = 0.37 \text{ cm}$ $A_s(+)= 2.10 \text{ cm}^2$ $A_{s \text{ min}} = 3.15 \text{ cm}^2$
Distribución acero longitudinal	Distribución acero longitudinal	Distribución acero longitudinal
$A_s \text{ usar} = 3.15 \text{ cm}^2$ área varilla Acero $3/8"$ → 0.71 cm ² $S = 22.54 \text{ cm}$ $S = 52.50 \text{ cm}$ $S = 40.00 \text{ cm}$ $S = 20 \text{ cm}$ Usar $\phi 3/8" @ 0.2 \text{ m}$	$A_s \text{ usar} = 6.54 \text{ cm}^2$ área varilla Acero $1/2"$ → 1.29 cm ² $S = 19.74 \text{ cm}$ $S = 52.50 \text{ cm}$ $S = 40.00 \text{ cm}$ $S = 18 \text{ cm}$ Usar $\phi 1/2" @ 0.18 \text{ m}$	$A_s \text{ usar} = 3.15 \text{ cm}^2$ área varilla Acero $3/8"$ → 0.71 cm ² $S = 22.54 \text{ cm}$ $S = 52.50 \text{ cm}$ $S = 40.00 \text{ cm}$ $S = 20 \text{ cm}$ Usar $\phi 3/8" @ 0.2 \text{ m}$
Distribución acero transversal	Distribución acero transversal	Distribución acero transversal
$A_s \text{ usar} = 3.15 \text{ cm}^2$ área varilla Acero $3/8"$ → 0.71 cm ² $S = 22.54 \text{ cm}$ $S = 20 \text{ cm}$ Usar $\phi 3/8" @ 0.2 \text{ m}$	$A_s \text{ usar} = 3.15 \text{ cm}^2$ área varilla Acero $3/8"$ → 0.71 cm ² $S = 22.54 \text{ cm}$ $S = 20 \text{ cm}$ Usar $\phi 3/8" @ 0.2 \text{ m}$	$A_s \text{ usar} = 3.15 \text{ cm}^2$ área varilla Acero $3/8"$ → 0.71 cm ² $S = 22.54 \text{ cm}$ $S = 20 \text{ cm}$ Usar $\phi 3/8" @ 0.2 \text{ m}$

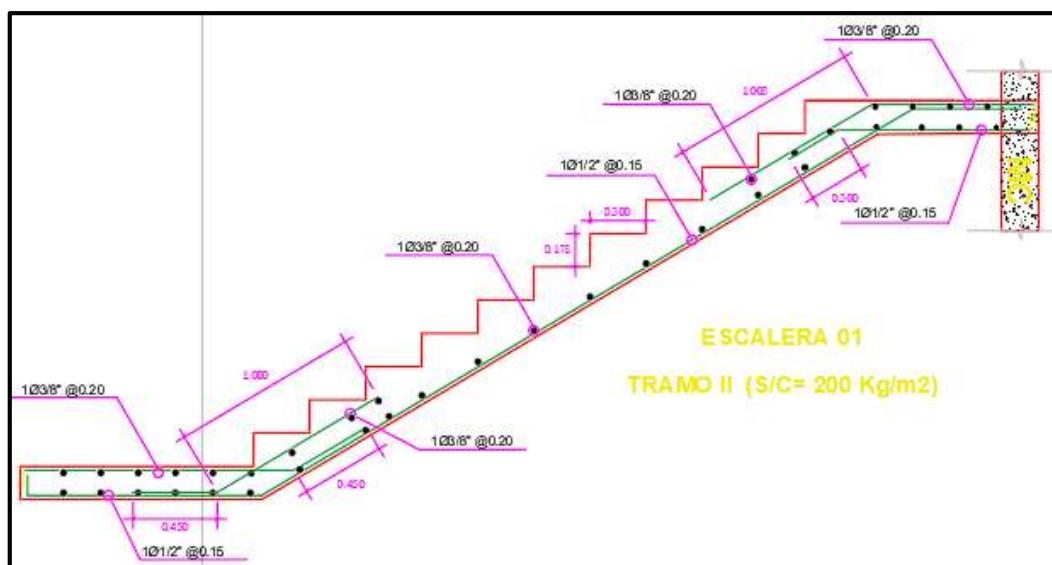
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 58: Verificación de cortante

Cortante tomado a una cara "d" del apoyo:	$V_u = 1.85 \text{ tn}$
Resistencia del concreto al cortante:	$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \text{ra}(\text{fc}) \cdot B \cdot d = 11.21 \text{ tn}$ Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 59: Disposición de Acero de Refuerzo en Tramo de Escalera



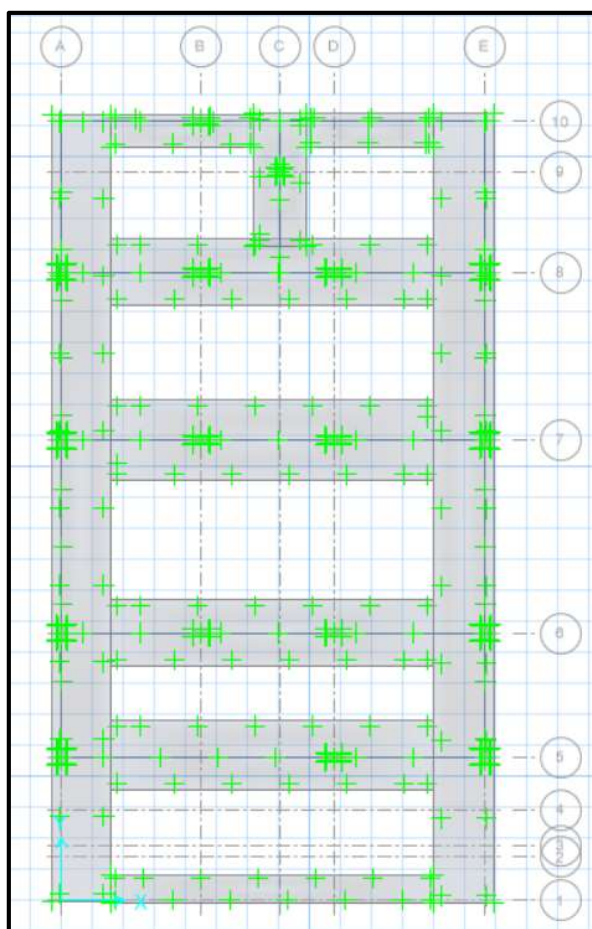
Fuente: Elaboración Propia

4.1.4.7. Diseño de cimentación

Para el diseño de la cimentación se tuvieron en cuenta las consideraciones estipuladas en el capítulo 3 de la norma E.050 y el capítulo 15 de la norma E.060. Se inició dibujando las zapatas en los apoyos del modelo realizado en el software Etabs para posteriormente importar toda la información al software SAFE v.16.

La configuración de la cimentación está constituida por zapatas continuas.

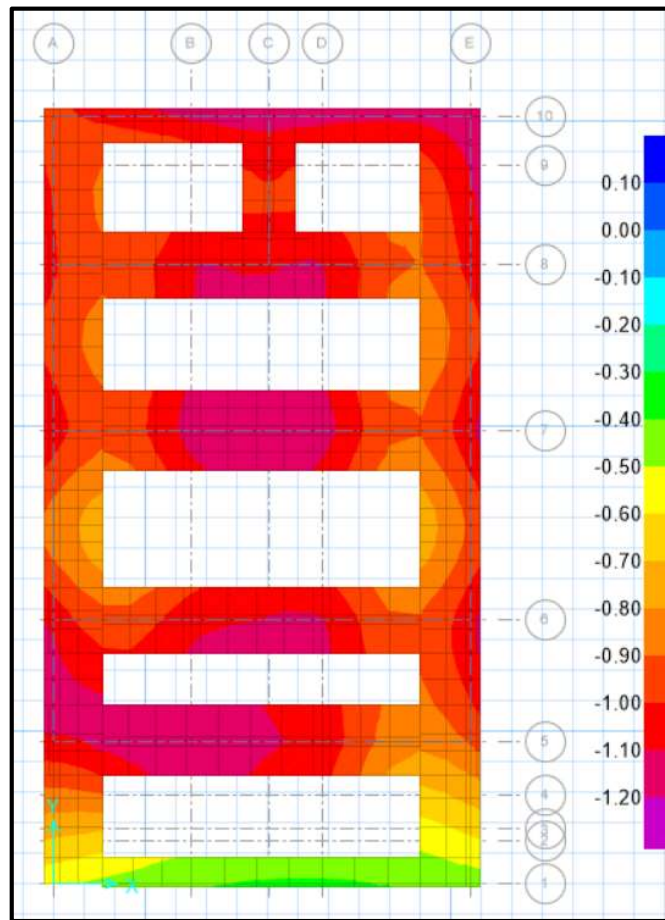
Ilustración 60: Configuración de la Cimentación: Zapatas continuas



Fuente: Elaboración Propia

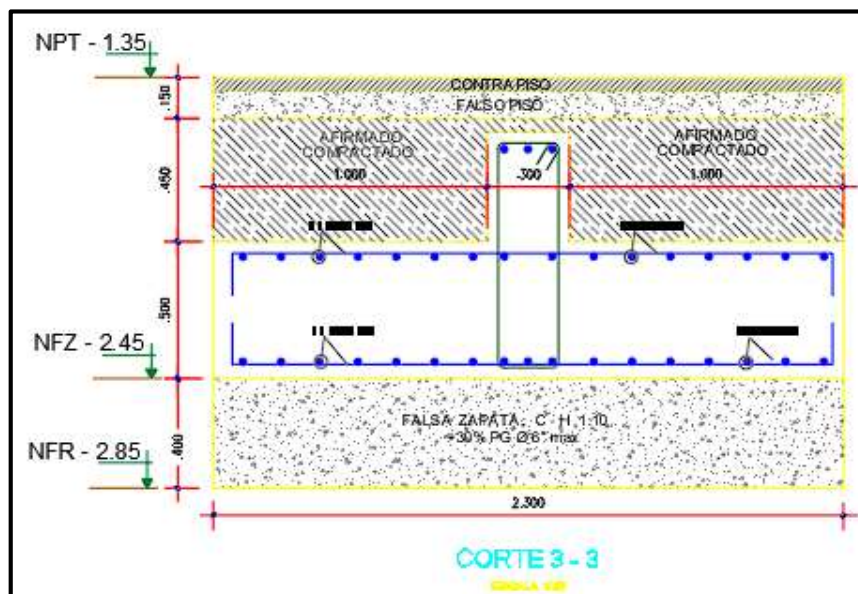
Se verificaron las presiones del suelo sobre la cimentación, garantizando que estas se encuentren por debajo del $\sigma_{adm} = 1.22 \text{ Kg/cm}^2$

Ilustración 61: Modelo SAFE: Presiones sobre el terreno



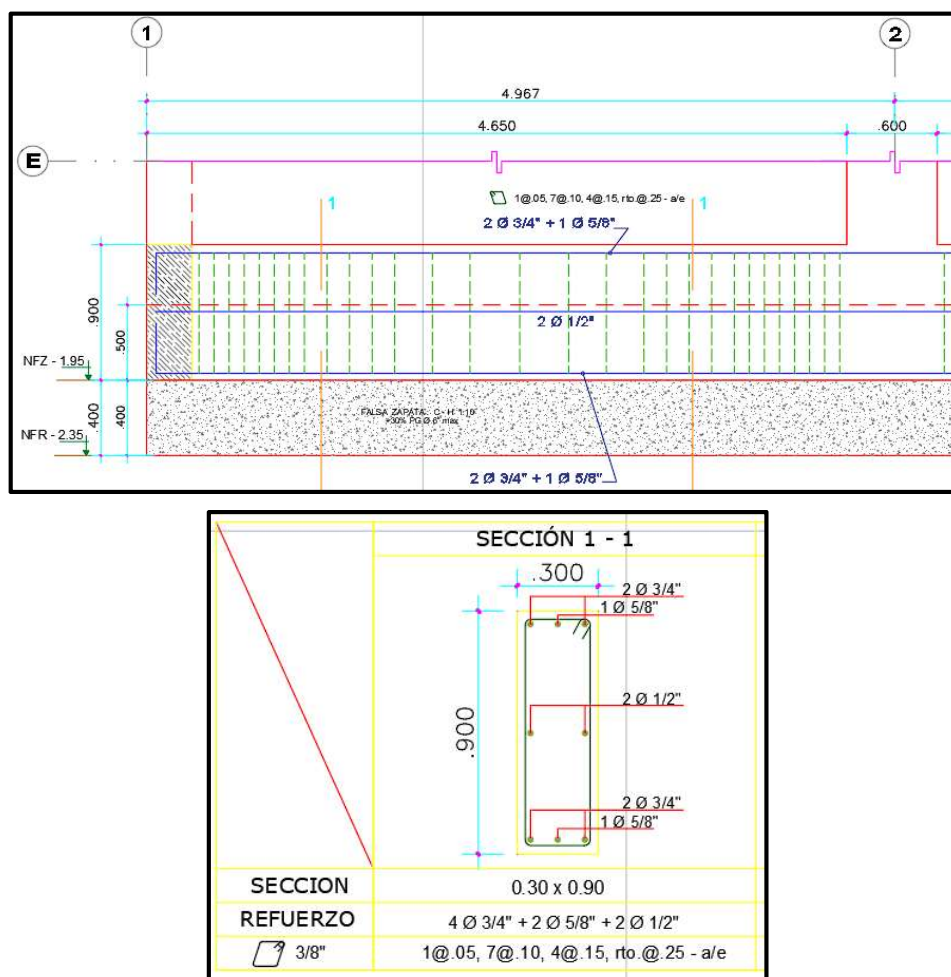
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 62: Distribución de Acero en Zapata Continua



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 63: Distribución de Acero de Refuerzo en Viga de Cimentación



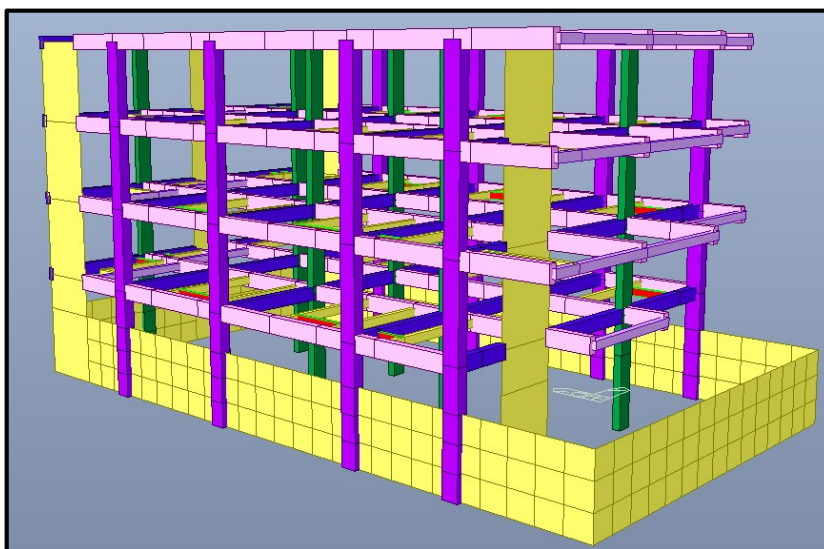
Fuente: Elaboración Propia

4.2. Análisis no lineal estático de la edificación

Como se mencionó en apartados anteriores, el análisis no lineal se realizó en el software Midas Gen; para lo cual se necesitó de las áreas y distribuciones de acero obtenidas en el diseño de los elementos estructurales, específicamente de columnas, vigas y muros.

La definición del modelo se hace en base a las propiedades de los materiales que lo conforman, de acuerdo a esta información se define el comportamiento a flexión de las secciones a través de diagramas momento curvatura.

Ilustración 64: Modelamiento en Midas Gen



Fuente: Elaboración Propia

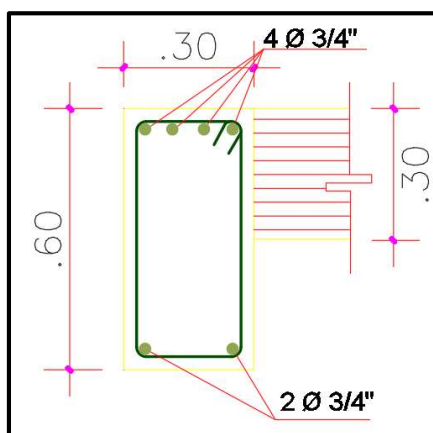
Diagrama momento curvatura

Los diagramas momento curvatura de cada sección se construyeron en base a las suposiciones:

- La flexión genera deformaciones en los materiales que se relacionan a esfuerzos a través de las leyes constitutivas de cada material.
- Las secciones planas permanecen planas luego de que la sección presente curvatura.
- Existe un equilibrio de fuerzas y de momentos para cualquier condición evaluada.

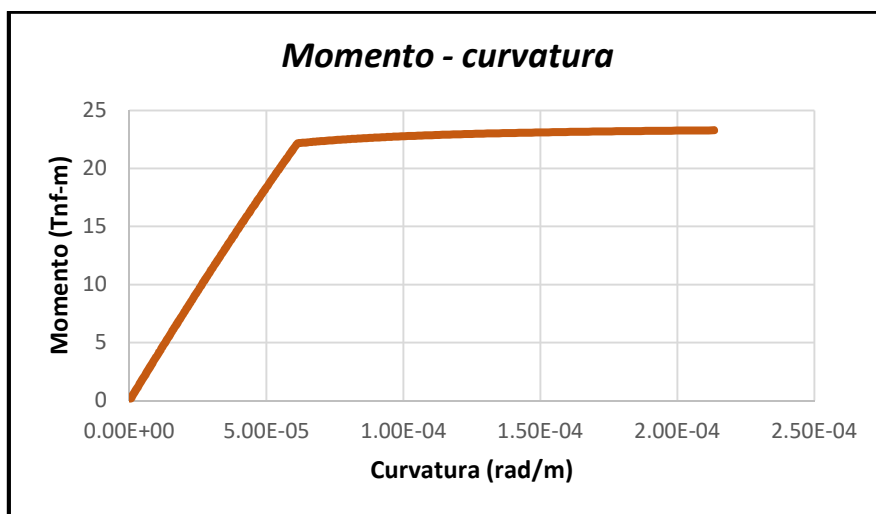
En el gráfico 1 se presenta el diagrama momento curvatura de la viga ubicada en el eje 1-1 en el tramo C-D, la cual presenta el siguiente armado (ilustración 64):

Ilustración 65: Armado de la Viga del Eje 1, Tramo C - D



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 1: Diagrama Momento - Curvatura



Fuente: Elaboración Propia

4.2.1. Análisis no lineal estático

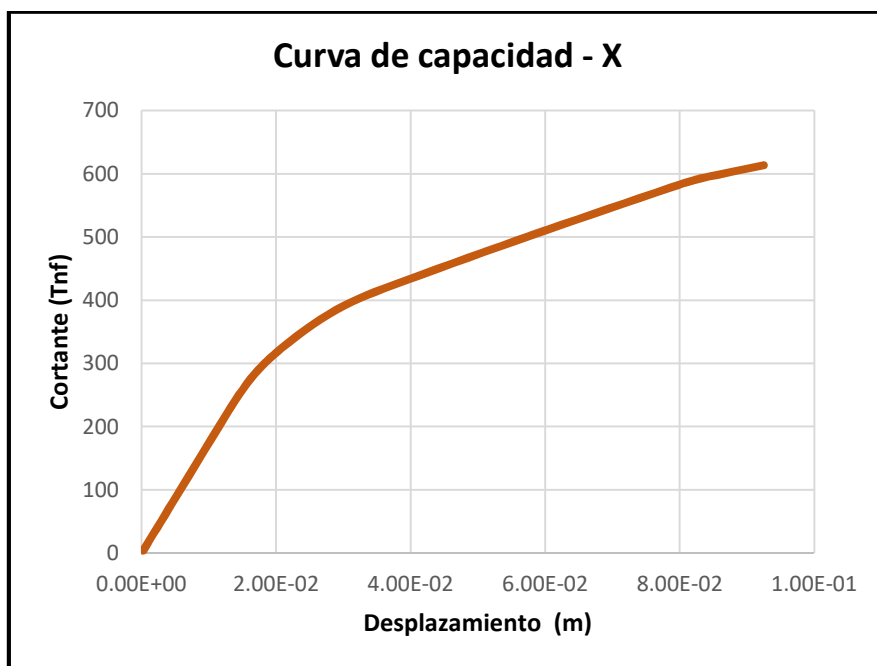
A los modelos numéricos inelásticos de cada diseño se le aplicó un análisis incremental estático Pushover, considerando las cargas permanentes de gravedad como condición inicial se incremental una carga lateral creciente para construir la curva de capacidad hasta el punto de colapso.

4.2.1.1. Curvas de capacidad

Curva de capacidad en dirección X

El colapso se produjo para una cortante basal de 613.52 Tnf con un desplazamiento de 9.25 cm. Teniendo en cuenta que se evaluó la estructura para un 133% del desplazamiento objetivo.

Gráfico 2: Curva de Capacidad en dirección X

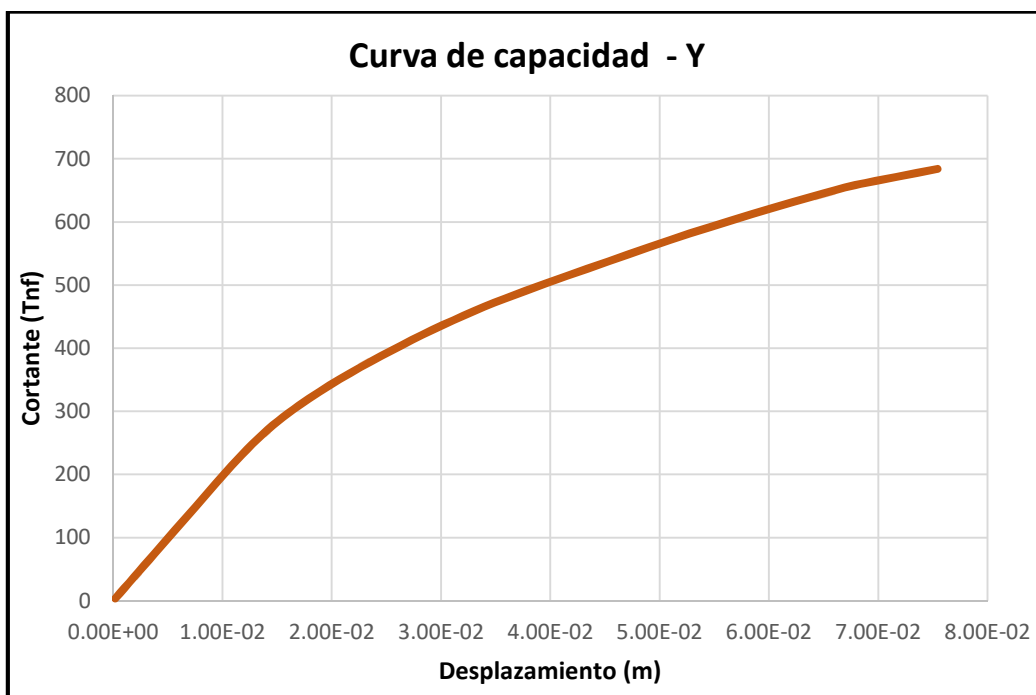


Fuente: Elaboración Propia

Curva de capacidad en dirección Y

El colapso de produjo para una cortante basal de 684 Tnf con un desplazamiento de 7.54 cm. Dicho desplazamiento es considerado como 150% del desplazamiento objetivo calculado bajo un análisis modal espectral.

Gráfico 3: Curva de Capacidad en dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

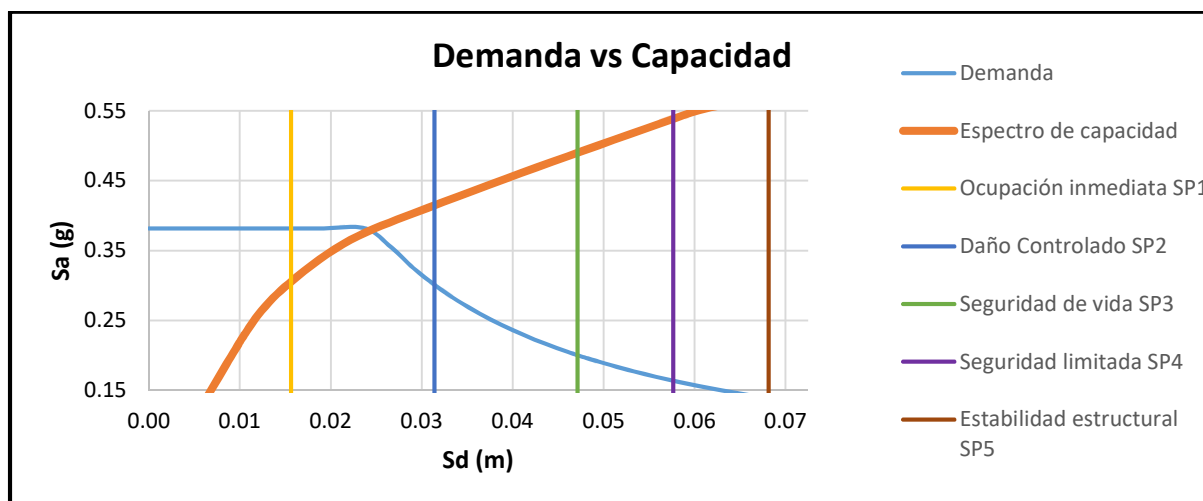
4.2.1.2. Punto de desempeño (método del espectro de capacidad)

Habiendo establecido los criterios para delimitar los niveles de desempeño y compatibilizado la demanda con la capacidad de la estructura con el método del espectro de capacidad podemos obtener el desempeño de la edificación por superposición del espectro de demanda y el espectro de capacidad.

- **Dirección X**
 - **Sismo de servicio**

Para un sismo de servicio el desempeño es de daño controlado, el cual, es aceptable para una estructura frente a un sismo frecuente. Se ha iniciado el comportamiento inelástico de la estructura, pero no se compromete la seguridad de los ocupantes.

Gráfico 4: Punto de desempeño para un Sismo de Servicio – Dirección X

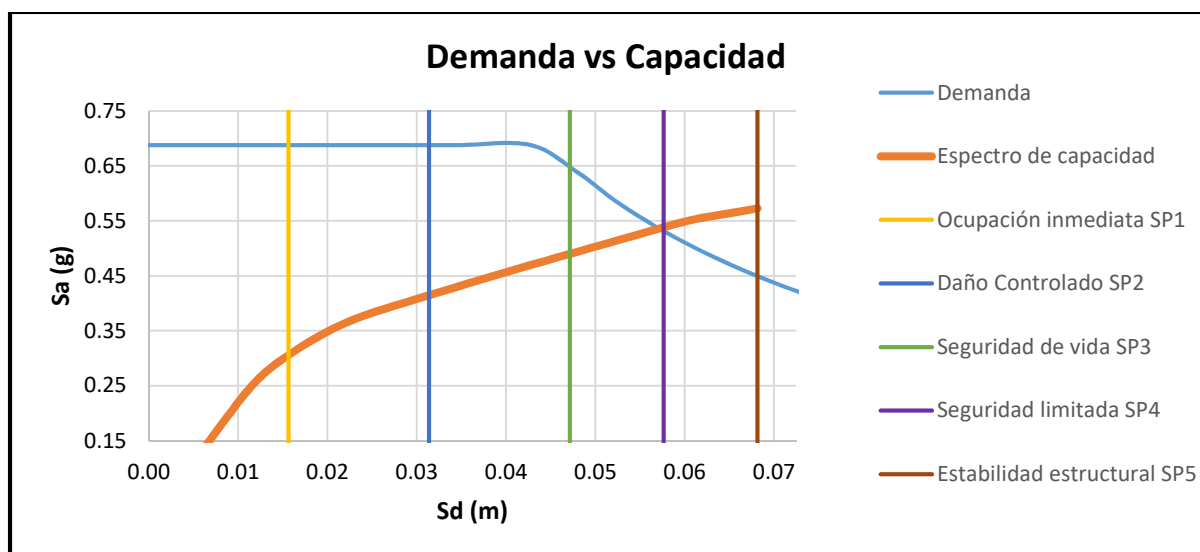


Fuente: Elaboración Propia

- **Sismo de diseño**

Para un sismo de servicio el desempeño es de seguridad limitada, indica una posible caída de elementos no estructurales; sin embargo, no se compromete la seguridad de los ocupantes.

Gráfico 5: Punto de desempeño para un Sismo de Diseño – Dirección X

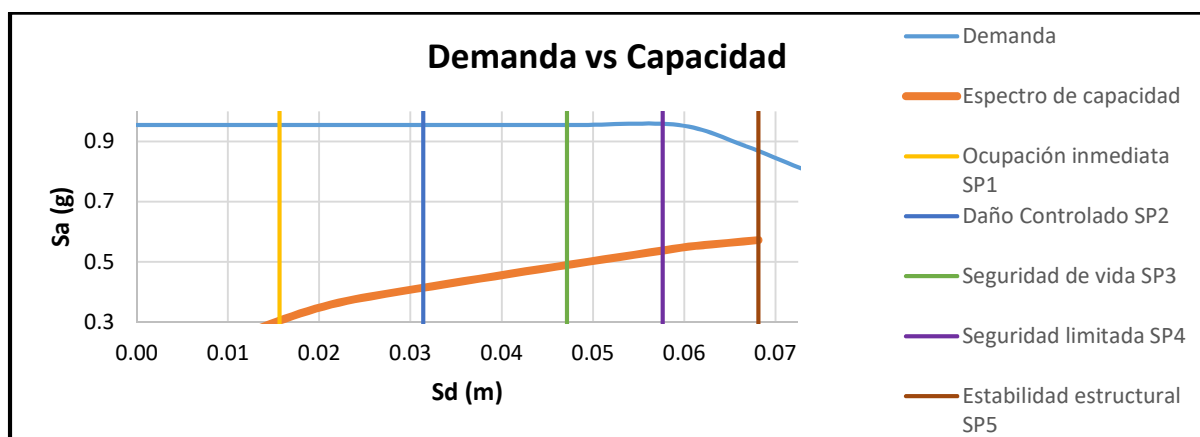


Fuente: Elaboración Propia

- **Sismo máximo**

Para un sismo máximo la edificación ha colapsado; es decir, no resiste un sismo 125% más grande que el sismo indicado en la Norma E.030.

Gráfico 6: Punto de desempeño para un Sismo Máximo – Dirección X



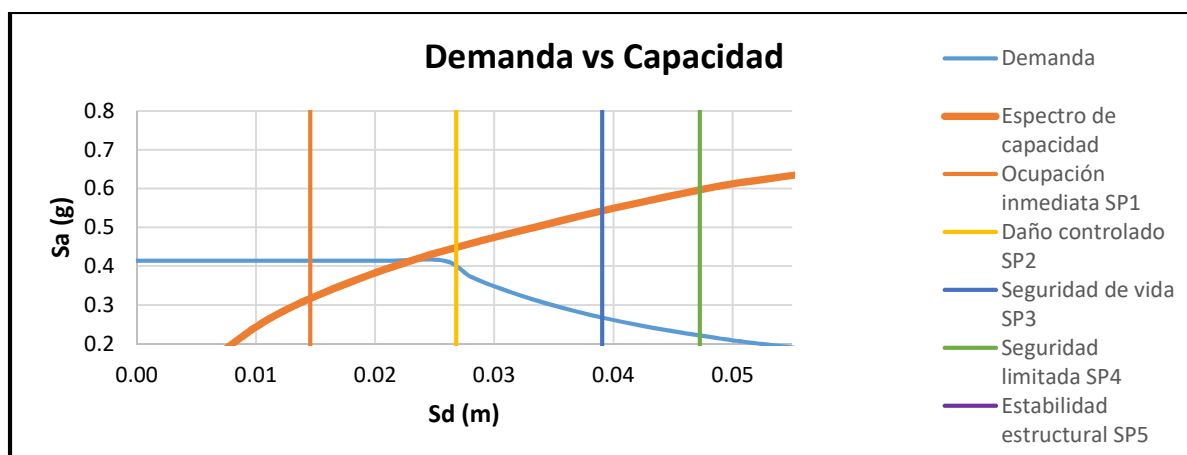
Fuente: Elaboración Propia

- **Dirección Y**

- **Sismo de servicio**

Para un sismo de servicio el desempeño es de daño controlado, es aceptable para una estructura frente a un sismo frecuente. Se ha iniciado el comportamiento inelástico de la estructura, pero no se compromete la seguridad de los ocupantes.

Gráfico 7: Punto de desempeño para un Sismo de Servicio – Dirección Y

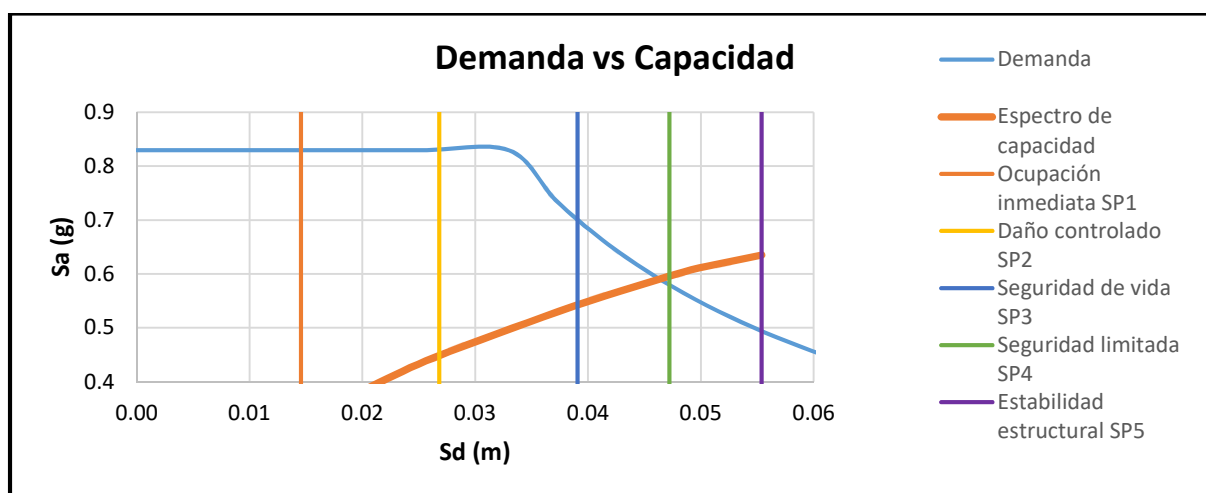


Fuente: Elaboración Propia

○ Sismo de diseño

Para un sismo de servicio el desempeño es de seguridad limitada, indica una posible caída de elementos no estructurales; sin embargo, no se compromete la seguridad de los ocupantes.

Gráfico 8: Punto de desempeño para un Sismo de Diseño – Dirección Y

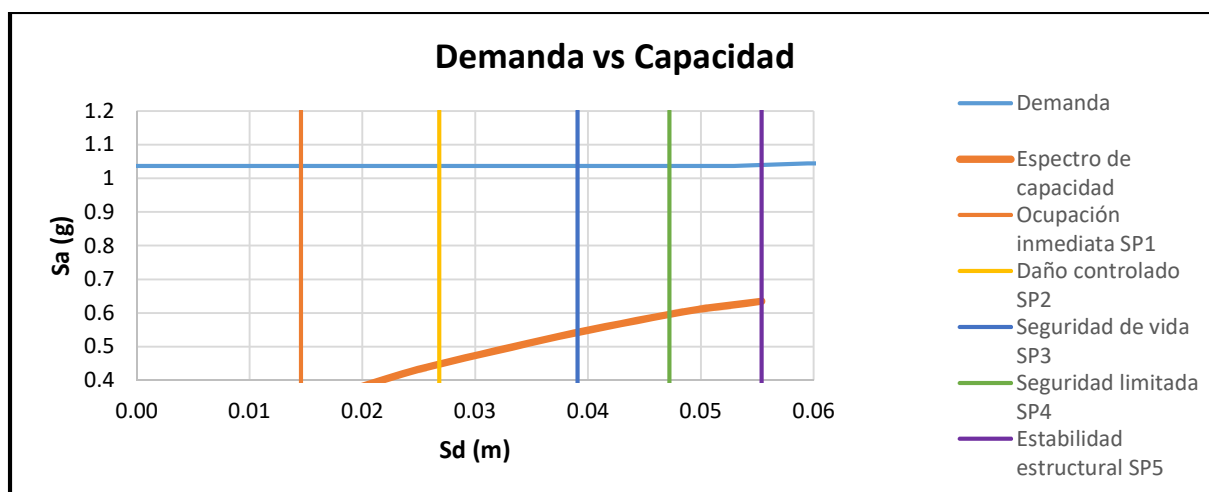


Fuente: Elaboración Propia

○ Sismo máximo

Para un sismo máximo la edificación ha colapsado; es decir, no resiste un sismo 125% más grande que el sismo indicado en la Norma E.030.

Gráfico 9: Punto de desempeño para un Sismo Máximo – Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. Análisis no lineal dinámico paso a paso

Para el análisis dinámico no lineal, se utilizó el modelo inelástico elaborado en el análisis estático no lineal del apartado anterior, pero considerando el comportamiento histerético de los elementos con el modelo de Takeda por ser adecuado para representar el comportamiento ante cargas cíclicas del concreto armado.

4.2.2.1. Registros sísmicos

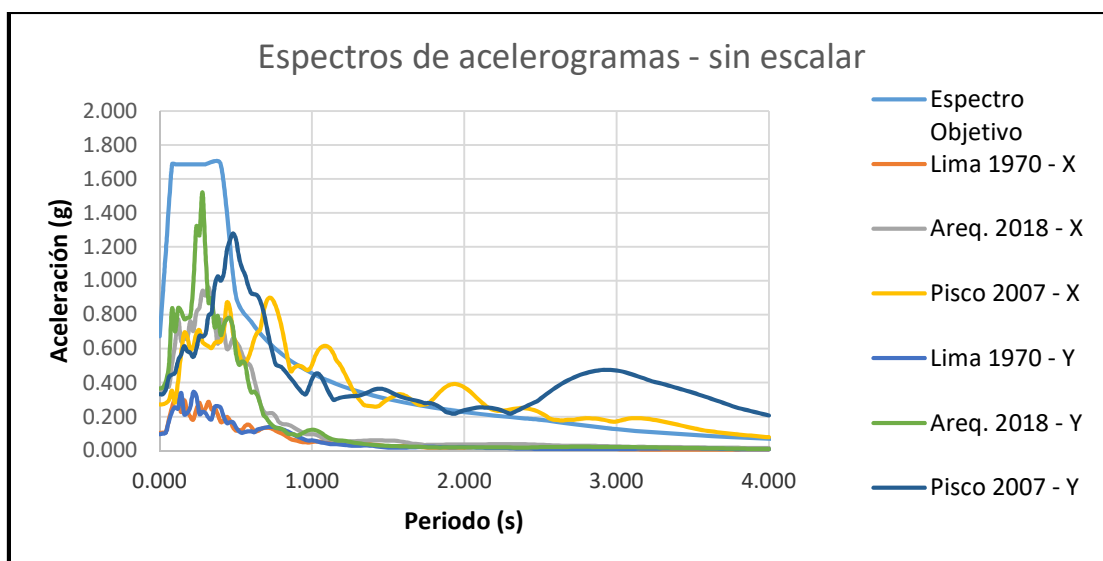
Se disponen de 3 registros de aceleraciones con dos componentes horizontales cada uno, los cuales se han escalado al espectro objetivo de la Norma E.030.

Tabla 9: Registros sísmicos empleados para el análisis no lineal dinámico

Sismo	Fecha	Componente	Aceleración Máxima (cm/s ²)	Magnitud
Lima 1970	31/05/1970	E-W	-105.05	6.6 Mb
		N-S	-97.81	
Pisco 2007	15/08/2007	E-W	-272.82	6.8 Mw
		N-S	333.66	
Arequipa 2018	14/01/2018	E-W	352.83	7.0 ML
		N-S	366.95	

Fuente: Elaboración Propia

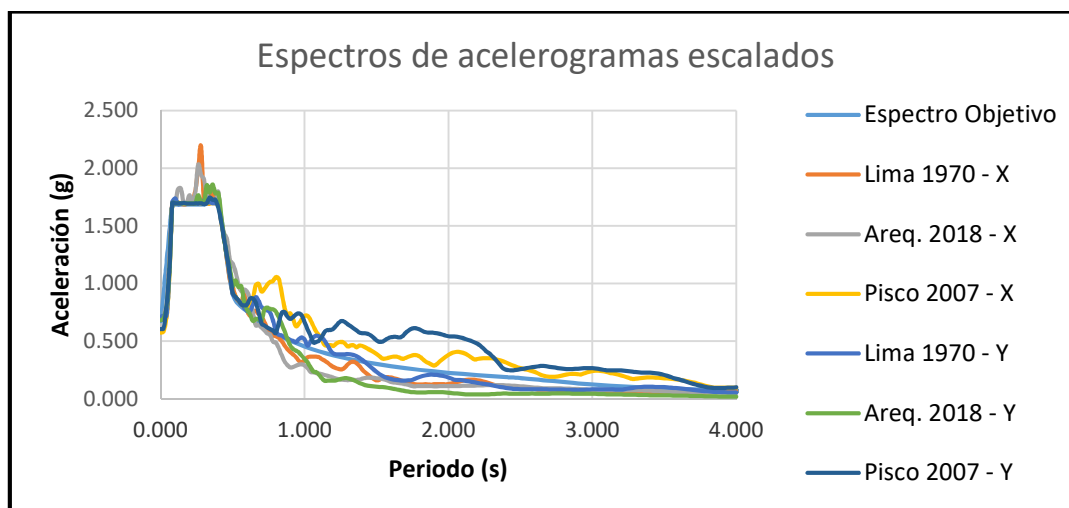
Gráfico 10: Espectros de respuesta de acelerogramas sin escalar



Fuente: Elaboración Propia

Los registros se escalan al espectro objetivo para poder asemejarlos a la zona de análisis y con estos obtener los resultados de desplazamiento y cortante por cada dirección de análisis.

Gráfico 11: Espectros de respuesta de acelerogramas escalados



Fuente: Elaboración Propia

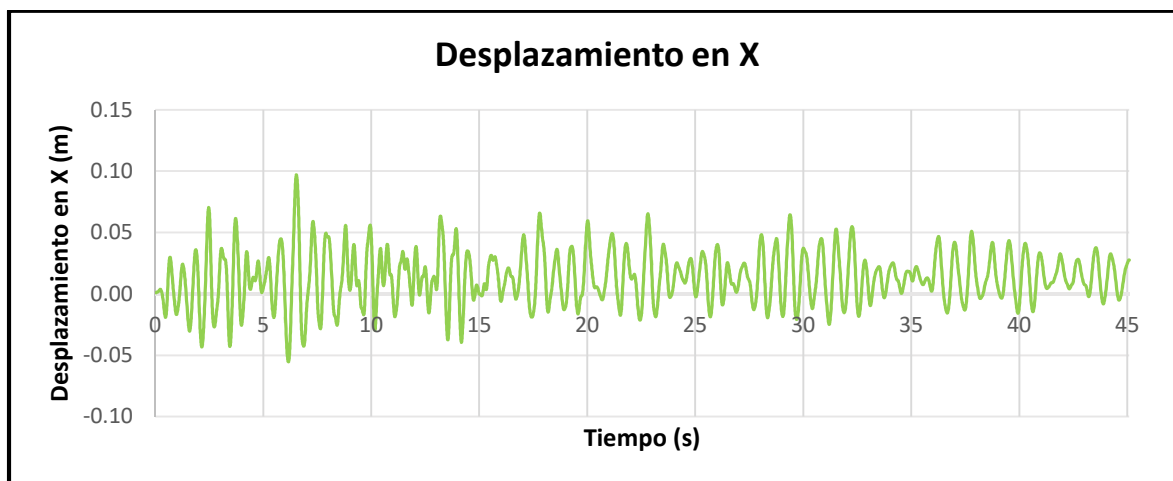
4.2.2.2. Resultados del análisis no lineal dinámico

a) Lima 1970

Para el sismo de Lima de 1970, se obtuvieron las siguientes historias de desplazamientos y de cortantes en cada dirección.

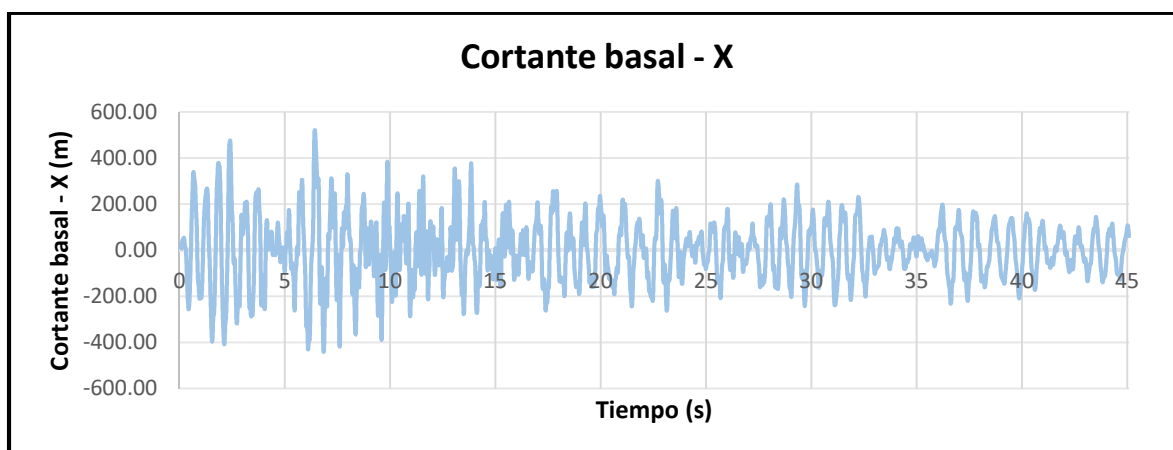
- Dirección X

Gráfico 12: Sismo: Lima 1970 - Desplazamiento en Dirección X



Fuente: Elaboración Propia

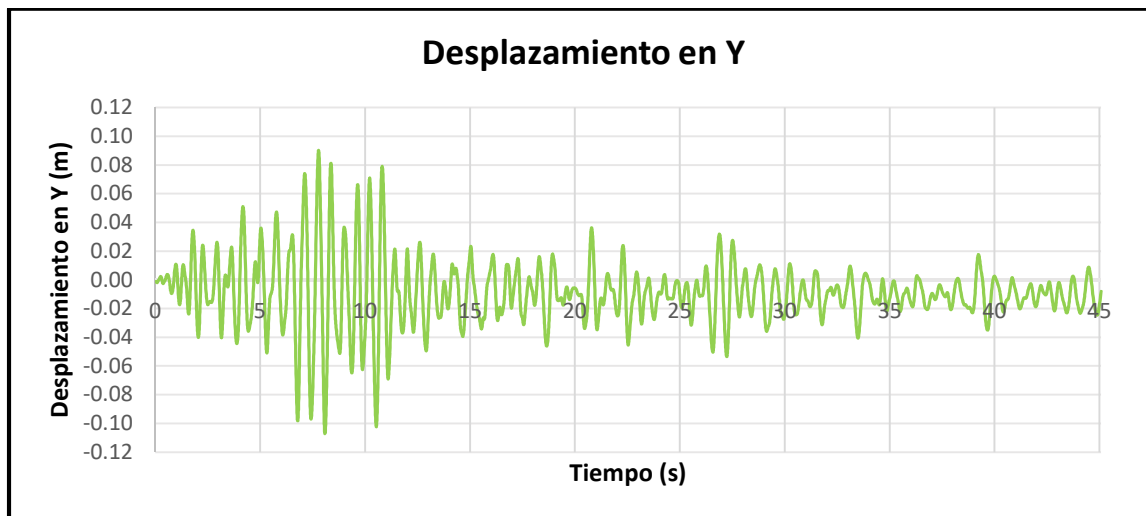
Gráfico 13: Sismo: Lima 1970 - Cortante Basal en Dirección X



Fuente: Elaboración Propia

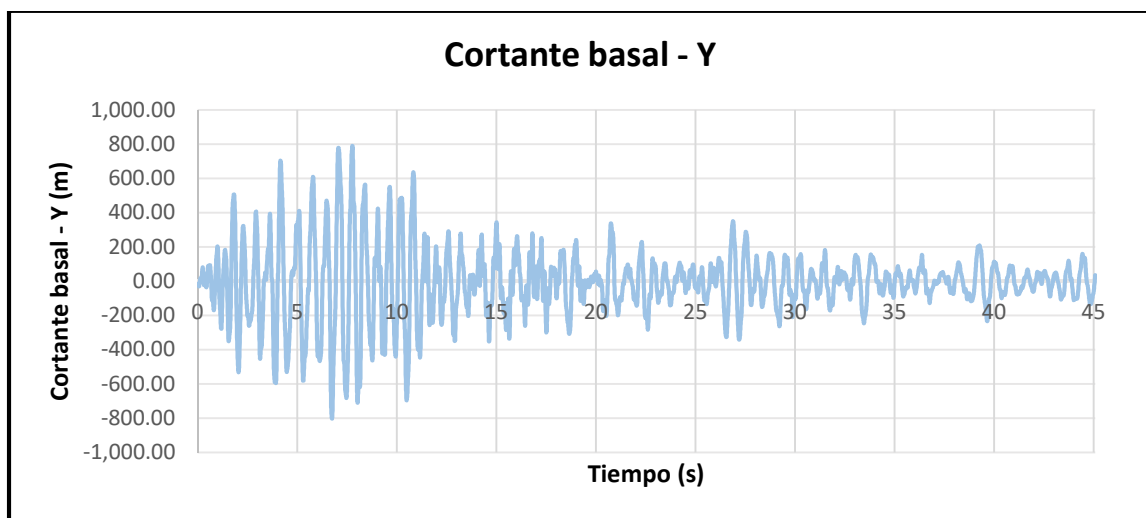
- Dirección Y

Gráfico 14: Sismo: Lima 1970 - Desplazamiento en Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 15: Sismo: Lima 1970 - Cortante Basal en Dirección Y



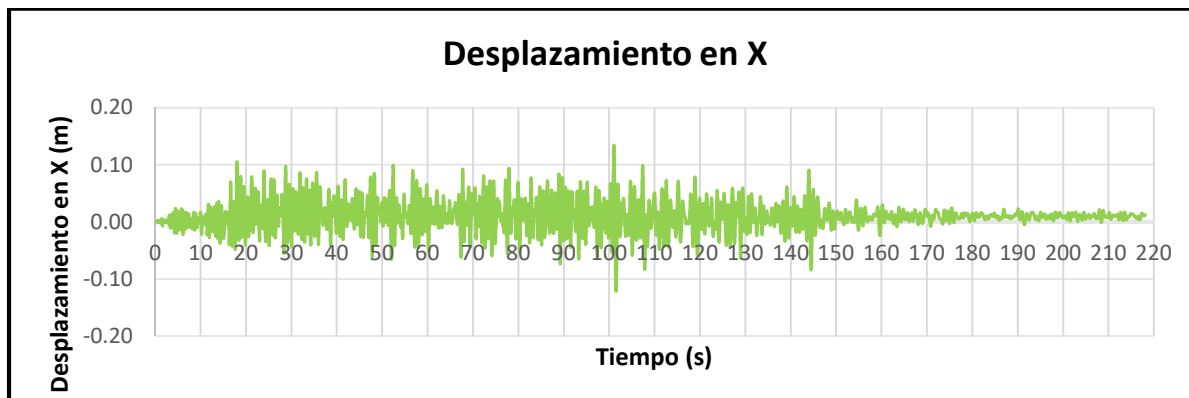
Fuente: Elaboración Propia

b) Pisco 2007

Para el sismo de Pisco de 2007, se obtuvieron las siguientes historias de desplazamientos y de cortantes en cada dirección.

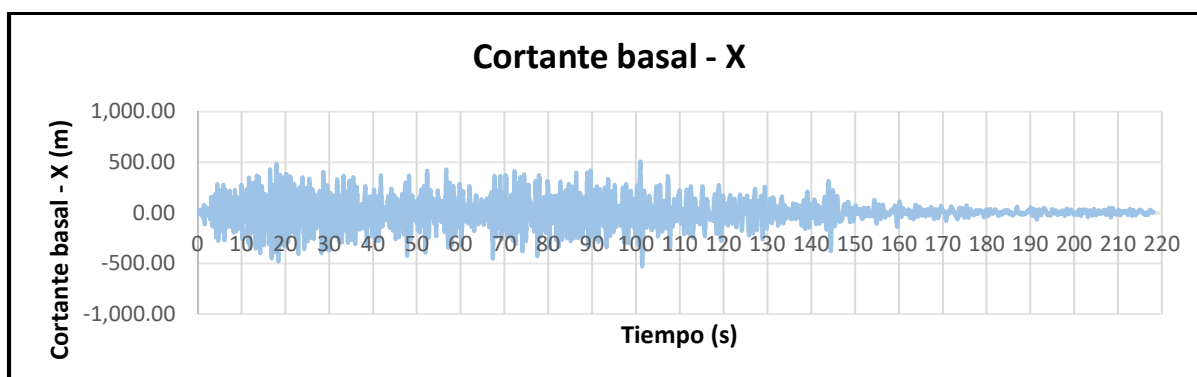
- Dirección X

Gráfico 16: Sismo: Pisco 2007 - Desplazamiento en Dirección X



Fuente: Elaboración Propia

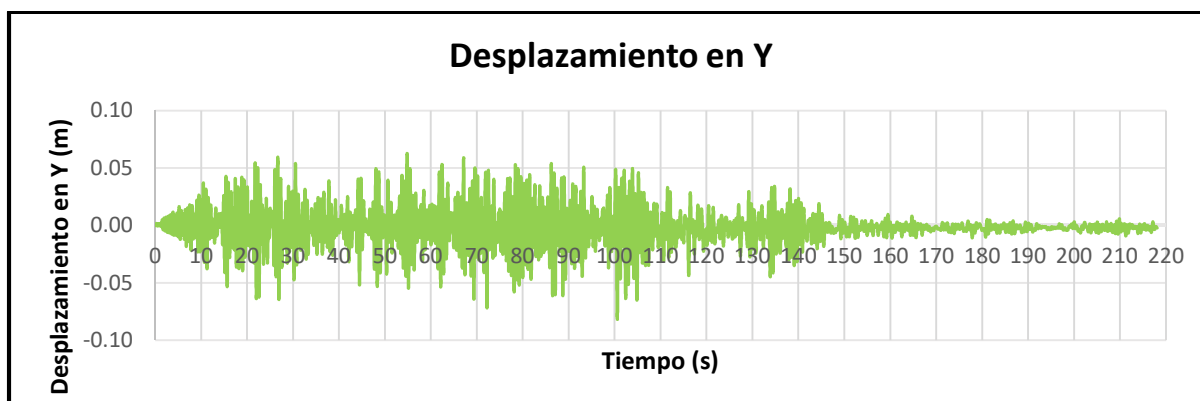
Gráfico 17: Sismo: Pisco 2007 - Cortante Basal en Dirección X



Fuente: Elaboración Propia

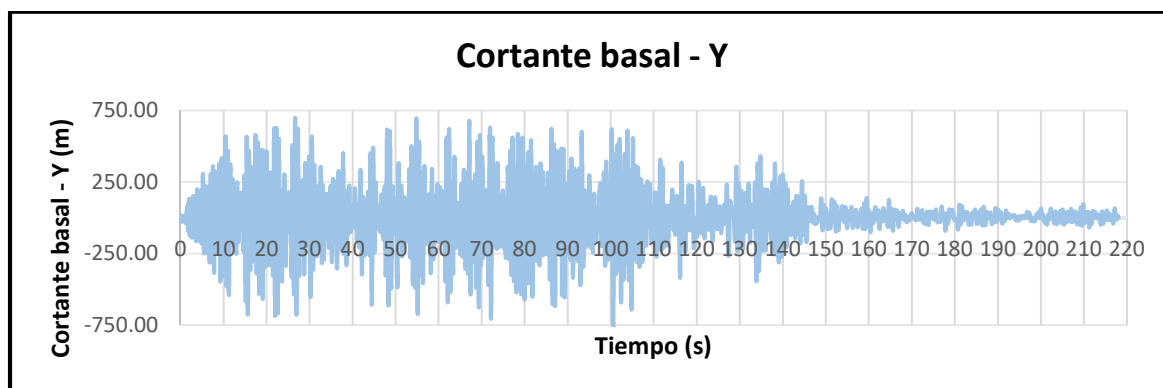
- Dirección Y

Gráfico 18: Sismo: Pisco 2007 - Desplazamiento en Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 19: Sismo: Pisco 2007 - Cortante Basal en Dirección Y



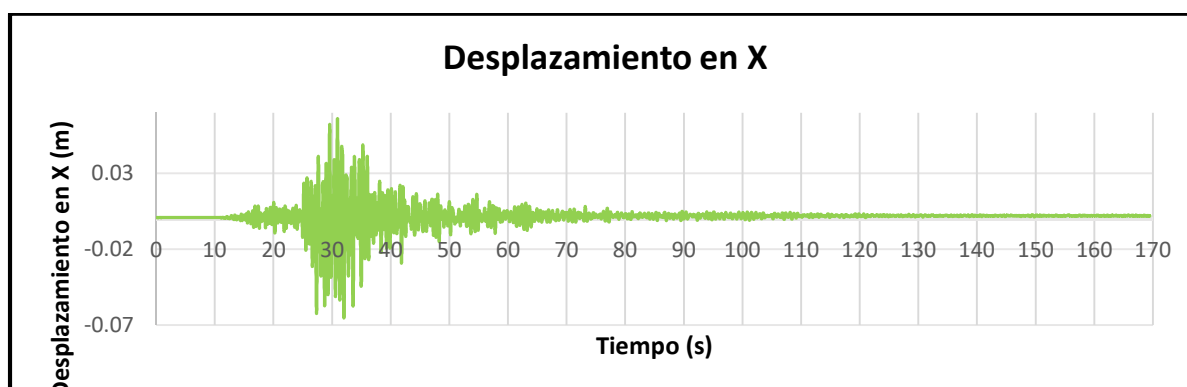
Fuente: Elaboración Propia

c) Arequipa 2018

Para el sismo de Arequipa de 2018, se obtuvieron las siguientes historias de desplazamientos y de cortantes en cada dirección.

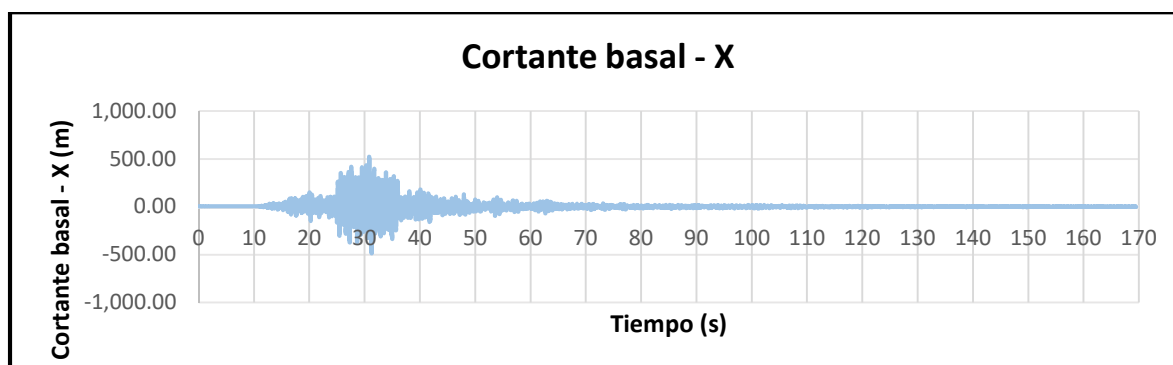
- Dirección X

Gráfico 20: Sismo: Arequipa 2018 - Desplazamiento en Dirección X



Fuente: Elaboración Propia

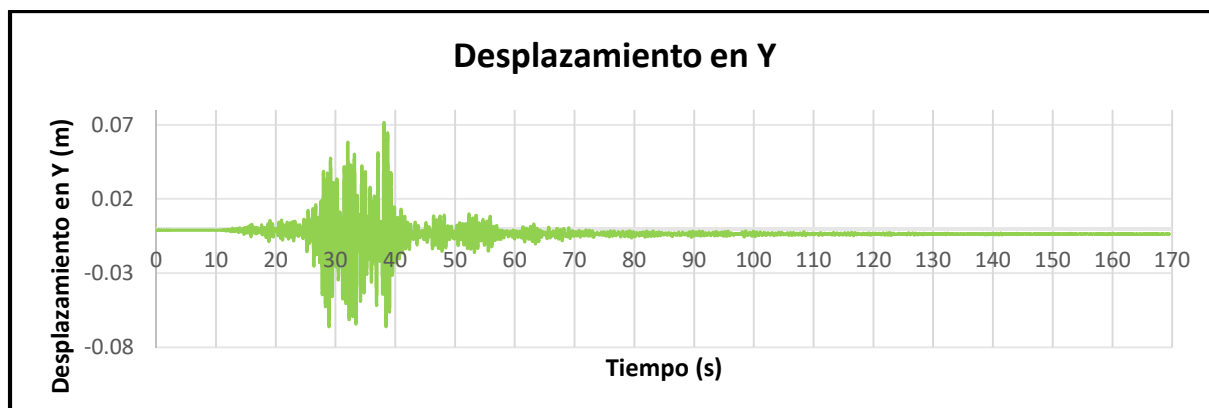
Gráfico 21: Sismo: Arequipa 2018 - Cortante Basal en Dirección X



Fuente: Elaboración Propia

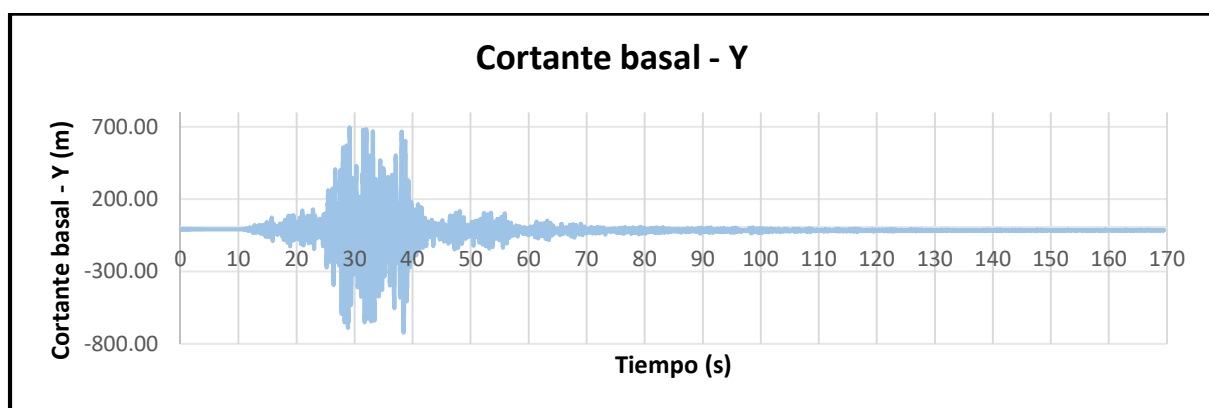
- Dirección Y

Gráfico 22: Sismo: Arequipa 2018 - Desplazamiento en Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 23: Sismo: Arequipa 2018 - Cortante Basal en Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

A manera de resumen, se presenta la tabla 10 con los valores máximos de desplazamiento y cortante basal para cada dirección en cada caso de análisis que se realizó.

Tabla 10: Valores máximos de cortante y desplazamiento

		Lima 1970	Pisco 2007	Arequipa 2018
Dirección X	Vx (Tnf)	519.8	528.2	525.2
	Dx (cm)	9.71	13.47	6.621
Dirección Y	Vy (Tnf)	799.9	800.05	721.5
	Dy (cm)	10.69	8.186	7.171

Fuente: Elaboración Propia

Adicionalmente, se calcularon las distorsiones de entrepiso producto de los desplazamientos máximos relativos de cada nivel, para cada registro de aceleración y en cada dirección.

Tabla 11: Derivas en la dirección X

	Lima 1970	Pisco 2007	Arequipa 2018
Semisótano	0.005	0.008	0.004
Piso 1	0.009	0.012	0.006
Piso 2	0.010	0.013	0.006
Piso 3	0.010	0.013	0.007

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 12: Derivas en la dirección Y

	Lima 1970	Pisco 2007	Arequipa 2018
Semisótano	0.007	0.004	0.005
Piso 1	0.008	0.008	0.006
Piso 2	0.011	0.008	0.007
Piso 3	0.012	0.008	0.007

Fuente: Elaboración Propia

V. CONCLUSIONES

1. De acuerdo a los resultados obtenidos aplicando el método Pushover, la estructura alcanzó un nivel de desempeño de seguridad limitada, y, de acuerdo al análisis dinámico no lineal se obtuvieron derivas inelásticas de hasta 0.013 excediendo la deriva máxima permitida por la norma E.030, en tal sentido, no es posible optimizar el diseño y la función de los elementos estructurales.
2. Con la reestructuración de la edificación se obtuvieron secciones de vigas de 30x50 en la dirección X y de 30x60 en la dirección Y, columnas de 40x60 y de 60x30, así como muros de 25 cm de espesor en la dirección X y de 20 cm de espesor en la dirección Y; garantizando el cumplimiento de los límites de desplazamientos e irregularidades determinados por la Norma E.030 – 2018 y el adecuado diseño bajo disposiciones especiales del capítulo 21 de la Norma E.060.
3. Con la aplicación del análisis estático no lineal (método Pushover) se obtuvo la curva de capacidad para cada dirección de análisis, en donde el desplazamiento lateral en la dirección X fue de 9.25 cm. para una cortante basal de 613.52 Tnf. y un desplazamiento lateral de 7.54 cm. para una cortante basal de 684 Tnf. en la dirección Y. Además, permitió establecer niveles de desempeño ante demandas sísmicas, que para ambas direcciones el nivel de desempeño alcanzado es de seguridad limitada (SP4) para el sismo de diseño de acuerdo a la Norma E.030.
4. Empleando el análisis dinámico no lineal paso a paso, se obtuvieron las derivas máximas para los tres registros acelerométricos estudiados, de tal manera que para el sismo de Lima de 1970 las derivas fueron de 0.010 y 0.013 en las direcciones X e Y respectivamente, para el sismo de Pisco la deriva máxima en la dirección X fue de 0.013 y de 0.008 en la dirección Y, y para el sismo de Arequipa la deriva fue de 0.007 para ambas direcciones de análisis.
5. El objetivo referido a la evaluación de los costos de las cuantías de concreto y acero en un pórtico no es posible, ya que no se ha realizado una optimización en el diseño, porque no ha existido una holgura en los resultados obtenidos por los métodos de análisis no lineal respecto a los requerimientos máximos de la Norma E.030.
6. El software Midas Gen es una herramienta sencilla de usar para el desarrollo de los análisis no lineales ya que permite un procedimiento fácil y rápido para la introducción de los datos de las áreas de acero obtenidas durante el proceso de diseño, así como

también, el tiempo de procesamiento de los mismos es corto y permite un manejo adecuado de resultados.

VI. RECOMENDACIONES

1. Para un correcto análisis no lineal de la estructura, por cualquiera de los métodos, se recomienda la utilización de normas internacionales tales como la NSR-10, los códigos establecidos por el FEMA, ATC y el SEAOC.
2. Es conveniente que los especialistas en las distintas ramas de la industria de la construcción, compatibilicen los planos asegurando una óptima distribución de la arquitectura en conjunto con las estructuras para obtener una estructuración resistente a cargas gravitacionales y laterales, que pueda cumplir con los requerimientos mínimos establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Además, se debe verificar la capacidad portante proporcionada por los planos estructurales con un estudio de mecánica de suelos (EMS).
3. Es necesario realizar un adecuado diseño de elementos estructurales, ya que, la asignación de las propiedades de las rótulas plásticas está directamente relacionada con las áreas de acero que se proporciona a los elementos en los nudos, así como también, el comportamiento histerético de los elementos estructurales.
4. Para un adecuado análisis no lineal paso a paso, se recomienda usar de dos a cuatro pares más de registros de aceleraciones de sismos corregidos por línea base y que hayan ocurrido en suelos parecidos al de la zona de análisis o suelos cercanos a esta; teniendo así una mayor base de datos que permita conocer el comportamiento de la estructura para otras aceleraciones del terreno.
5. Se recomienda verificar los resultados del software Midas Gen con otro programa de análisis estructural ya sea SAP 2000, Etabs, etc.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Europapress, «¿Cuál es el riesgo sísmico en las diferentes áreas de Europa?,» 26 Agosto 2016. [En línea]. Available: <https://www.europapress.es/internacional/noticia-cual-riesgo-sismico-diferentes-areas-europa-20160826114705.html>. [Último acceso: 29 Abril 2019].
- [2] BBC Mundo, «¿Por qué el 90% de los terremotos suceden el Cinturón del Pacífico?,» 26 Agosto 2014. [En línea]. Available: https://www.bbc.com/mundo/noticias/2014/08/140826_ciencia_cinturon_fuego_pacifico_zona_mas_sismica_mundo_lv. [Último acceso: 15 Abril 2019].
- [3] M. Peralta Alvarez, «Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha,» Barcelona, 2012.
- [4] V. A. A. Vergara Luna y M. C. Zevallos Esquivel, «Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad,» Trujillo, 2014.
- [5] H. G. Busso Diaz y Y. B. Jorge Chaguayo, «Evaluación por desempeño sísmico de una construcción confinada de cinco pisos en la ciudad de Huancavelica utilizando un análisis no lineal estático, distrito de Huancavelica, provincia Huancavelica, región Huancavelica,» Huancavelica, 2015.
- [6] A. E. Esteba Apaza, «Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseño bajo la norma E-030 en Puno,» Puno, 2017.
- [7] R. M. Calcina Peña, «Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal,» Tacna, 2017.
- [8] R. E. Huapaya Huertas, «Evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico de edificios con sistema aporticado a través del método estático no lineal,» Lima, 2017.
- [9] C. A. González Torres, «Análisis estático no lineal (pushover) de estructura aporticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10),» Valencia, 2018.
- [10] K. Kubilay, «NON-LINEAR ANALYSIS OF BRIDGE STRUCTURES,» *Trakya University Journal of Engineering Sciences*, vol. 1, n° 18, pp. 17-30, 2017.

- [11] Ministerio de Vivienda y Construcción, «Norma E.020: Cargas,» de *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Lima, Grupo Editorial Megabyte, 2019.
- [12] Ministerio de Vivienda y Construcción, «Norma E.030: Diseño Sismorresistente,» de *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Lima, Megabyte, 2019.
- [13] Ministerio de Vivienda y Construcción, «Norma E.050: Suelos y Cimentaciones,» de *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Lima, Megabyte, 2016.
- [14] Ministerio de Vivienda y Construcción, «Norma E.060: Concreto Armado,» de *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Lima, Megabyte, 2019.
- [15] FEMA 356, Seismic Performance Assesment of Building, Washington, 2000.
- [16] Seismic Safety Comission , ATC - 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California, 1996.
- [17] «TDX,» [En línea]. Available: <https://tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/04CAPITULO3.pdf?sequence=4>. [Último acceso: 30 Abril 2019].
- [18] Universidad Nacional Autónoma de México, «Propiedades de los materiales en secciones de concreto reforzado,» de *Concreto reforzado*, Ciudad de México, 2012, pp. 5-26.
- [19] Á. E. Rejas Ponce, «Evaluación por desempeño de módulos de viviendas multifamiliares de concreto armado en la ciudad de Tacna mediante análisis estático y dinámico no lineales,» Lima, 2019.
- [20] M. G. Merma Mamami, «Evaluación por desempeño de una edificación multifamiliar diseñada con y sin disposiciones especiales para diseño sísmico, mediante un análisis estático no lineal,» Tacna, 2018.
- [21] Á. J. Ochoa Zamalloa, «Aplicación de los sistemas de información geográfica para la determinación de escenarios de riesgo en el balneario de Pucusana,» Lima, 2012.
- [22] A. F. R., «Análisis sísmico por desempeño,» Quito, 2003.
- [23] M. L. Auris Romero, «Análisis del desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas del sector de Azapampa, Distrito de Chilca, Huancayo - 2016,» Huancayo, 2017.
- [24] A. M. Bolaños Luna y O. M. Monroy Concha, «Espectros de peligro sísmico,» Lima, 2004.

- [25] J. E. Delgadillo Alanya, «Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030,» Lima, 2005.
- [26] H. A. Di Rado, «Simulación numérica de problemas con no linealidad física y geométrica. Análisis de consolidación de suelos no saturados,» Corrientes, 2006.
- [27] V. A. Gálvez Chunas, «Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo,» Lima, 2011.
- [28] J. Miguel Canet, Resistencia de materiales y estructuras, Barcelona, 2012.
- [29] D. Vamvatsikos, Incremental dynamic analysis, 2001.

VIII. ANEXOS

Anexo 1: Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastres 2007.

INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL				
Compendio estadístico de prevención y atención de desastres 2007				
Fecha	Hora	Ciudad	Intensidad (Mercalli)	Muertos
22/01/1582	11:30	Arequipa	X	> 30
24/11/1604	13:30	Arequipa	VIII	23
31/03/1650	14:00	Cuzco	VIII	-
20/10/1687	06:30	Arequipa	VIII	-
13/05/1784	07:35	Arequipa	VII	>54
10/07/1821	05:00	Arequipa	VII	162
13/08/1868	16:45	Arica	XI	300
13/08/1868	17:30	Arequipa	XI	350
21/05/1917	03:56	Arequipa	VII	22
24/08/1942	17:51	Arequipa	IX	55
15/01/1958	14:14	Arequipa	VII	29
13/01/1960	10:40	Arequipa	X	63
09/03/1960	18:54	Arequipa	V	-
26/01/1964	04:00	Arequipa	VI	-
14/02/1970	06:18	Huánuco		10
31/05/1970	15:23	Áncash	VII	NE
09/12/1970	11:35	Piura	VII	48
03/10/1974	09:21	Lima	IX	252
16/02/1979	05:18	Arequipa	VII	10
23/07/1988	14:30	Arequipa	VII	12
29/05/1990	21:34	Amazonas	VII	77
04/04/1991	23:19	Amazonas	VIII	53
12/11/1996	11:59	Arequipa, Ica, Huancavelica	6.4 Rithcer	17
23/06/2001	15:33	Tacna, Arequipa	VIII	-
15/08/2007	23:40	Chincha, Pisco	IX	595

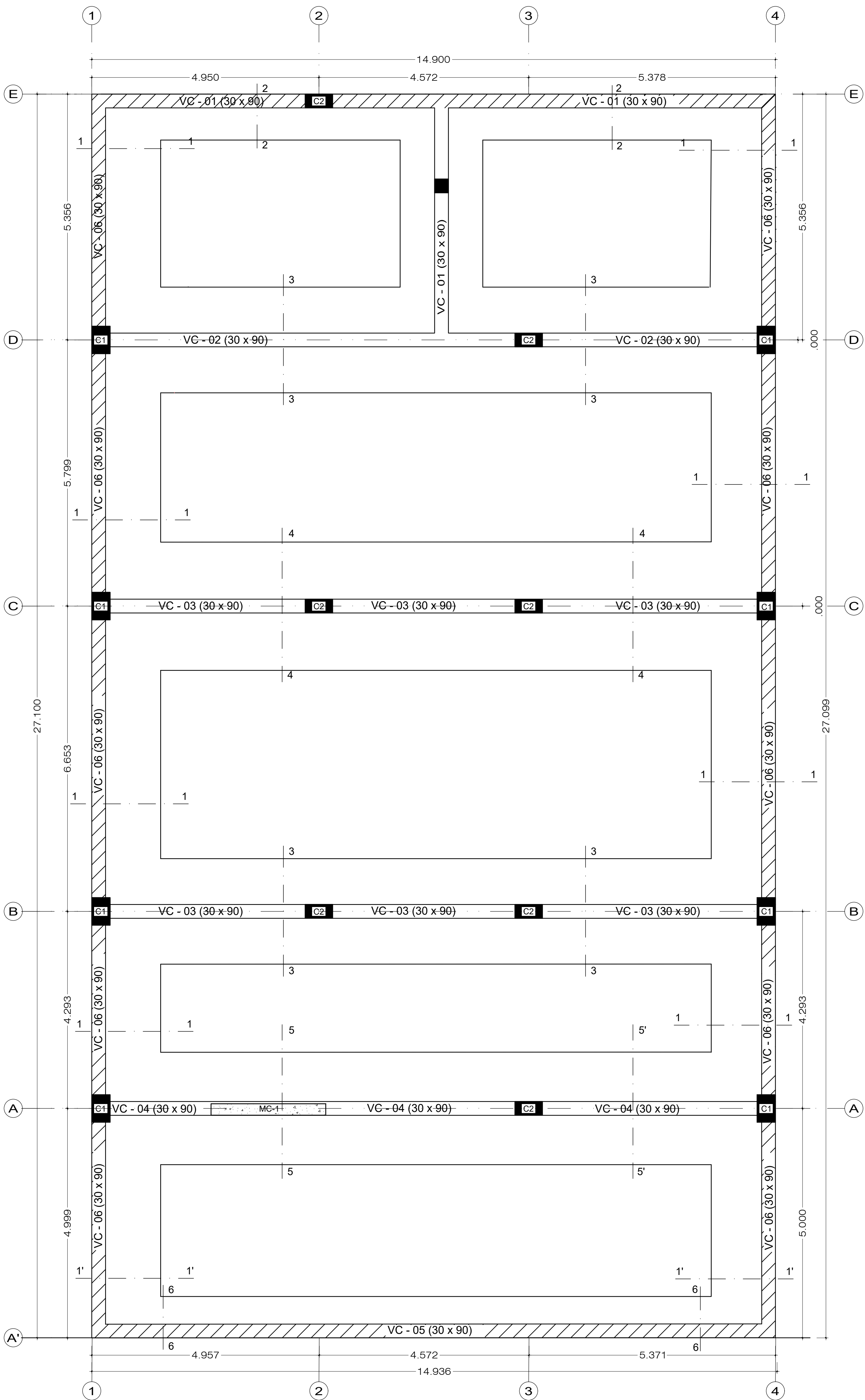
Fuente: Instituto Nacional de Defensa Civil

Anexo 2: Compendio de Movimientos Sísmicos en el Departamento de Piura entre los años 1900-2000.

Localidad	Día/mes/año	Hora	SE coordenadas macrosísmicas		Magnitudes			Coordenadas		E- lev	Dep. 1
Piura	28/09/06	15:24	-6.11	-77.5	7.9 Ms		7 M			35	361
Piura	28/04/06	18:00	-3.95	-81.4			6M			35	159
Piura	24/07/12	11:50	-5.62	-80.4			10 M	-5.2	-80.62	35	26
Piura	07/07/38	04:05	-5.69	-80			6 M	-5.2	-80.62	35	84
Piura	24/05/40	16:33	-11.2	-77.8	8Ms	6.6 Mb	10 M	-5.2	-80.62	35	785
Piura	15/03/45	21:20	-4.00	-81.6		4.5 Mb	5 M	-5.2	-80.62	35	105
Piura	07/04/45	09:30	-4.16	-82.1			5 M	-5.2	-80.62	35	98
Piura	02/05/45	09:32	-5.20	-81.40		4.6 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	
Piura	22/09/45	13:10	-5.50	-80.9		4 Mb	2 M	-5.2	-80.62	35	
Piura	23/09/48	21:16	-5.40	-80.8		4.2 Mb		-5.2	-80.62	35	45
Piura	16/10/50	05:25	-5.00	-80.00			6 M	-5.2	-80.62	35	30
Morropón	26/01/51	02:51	-5.79	-79.5			6 M	-5.2	-80.62	35	100
Piura	15/01/52	07:00	4.26	-80.1	6.5 Ms		5 M	5.18	-79.97	13	93
Piura	02/01/53	11:23	-6.00	-81			5 M	-5.2	-80.62	35	121
Huancabamba	17/04/53	00:02	-5.32	-77.7	6 Ms	5.6 Mb	6 M	-5.1	-81.11	10	
Huancabamba	17/06/53	15:30	-5.00	-79.4		3.1 Mb	2 M	-5.2	-79.45	19	194
Piura	28/07/53	01:30	-4.60	-80.6			5 M	-5.2	-79.45		
Huancabamba	12/12/53	16:35	-4.98	-80.7			5 M	-5.2	-80.62	35	55
Huancabamba	12/12/53	17:31	3.88	-80.5	7.8Ms	6.7 Mb	9 M	-5.2	-79.45	19	
Huancabamba	28/12/53	08:39	-5.23	-79.5				-5.2	-79.45	19	186
Piura	17/12/54	21:00	-5.60	-80.3		4.8 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	101
Huancabamba	10/08/55	07:45	-3.58	-80.2			6 M	-5.2	-79.45	19	202
Piura	19/08/55	07:44	-8.00	-79.5			6 M	-5.2	-80.62	35	380
Piura	08/08/57	13:50	-4.28	-81.9			6 M	-5.2	-80.62	35	123
Piura	07/02/59	09:36	-4.21	-81.1	7.4 Ms	6.2 Mb	7 M	-5.2	-80.62	35	54
Piura	20/11/60	22:01	-5.60	-80.9	6.8 Ms	5.9 Mb	6 M	-5.2	-80.62	35	114
Piura	29/08/63	15:30	-7.10	-81.6		7 Mb	6 M	-5.2	-80.62	35	652
Piura	17/10/66	22:41	-10.80	-78.7				-5.2	-80.62	35	651
Piura	17/10/66	21:41	-1.80	-78.7	8 Ms	6.4 Mb	9 M	-6.7	-79.84	58	148
Piura	31/05/70	21:23	-9.27	-78.8	7.8 Ms	6.4 Mb	10 M	-5.2	-80.62	35	479
Piura	10/12/70	04:34	-4.06	-80.7	7.1 Ms	6.3 Mb	10 M	-5.2	-80.62	35	130
Piura	10/12/70	04:34	-4.06	-80.7	7.1 Ms	6.3 Mb	10 M	4.8	-80.68	93	101
Sullana	10/12/70	04:34	-4.06	-80.7	7.1 Ms	6.3 Mb	10 M	-5.2	-80.62	35	116
Piura	11/07/71	01:33	-4.40	-80	7.1 Ms	6.3 Mb	6M	-5.2	-80.62	35	76
Piura	09/06/74	14:16	-5.81	-81	5.6 Ms	5.6 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	76
Piura	02/10/74	02:55	-5.85	-81	5.6 Ms	5.6 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	92
Piura	16/09/75	00:44	-4.37	-80.9		5.1 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	91

Fuente: IGP

Anexo 3: Planos



CIMENTACION - SEMI SOTANO

ESC:1/75

LEYENDA	
MURO DE SOTANO	
COLUMNAS PROPUESTAS	
VIGAS PROPUESTAS	
MURO DE CORTE	

NIVELES	C - 1	C - 2
SEMI SOTANO		
SECCION	0.60 x 0.30	0.40 x 0.60
REFUERZO	6 Ø 1" + 2 Ø 3/4"	6 Ø 1" + 2 Ø 3/4"
	1 Ø 5/8, 6 Ø 10, 10 Ø 20	1 Ø 5/8, 6 Ø 10, 10 Ø 20

ESCALA 1/25

CUADRO DE COLUMNAS

NIVELES	C - 1	C - 2
1er NIVEL		
SECCION	0.60 x 0.30	0.40 x 0.60
REFUERZO	6 Ø 1" + 2 Ø 3/4"	6 Ø 1" + 2 Ø 3/4"
	1 Ø 5/8, 6 Ø 10, 10 Ø 20	1 Ø 5/8, 6 Ø 10, 10 Ø 20

ESCALA 1/25

NIVELES	C - 1	C - 2
2do y 3er NIVEL		
SECCION	0.60 x 0.30	0.40 x 0.60
REFUERZO	6 Ø 1" + 2 Ø 3/4"	6 Ø 1" + 2 Ø 3/4"
	1 Ø 5/8, 6 Ø 10, 10 Ø 20	1 Ø 5/8, 6 Ø 10, 10 Ø 20

ESCALA 1/25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO SIMPLE	MATERIALES
SOLADOS CIMENTOS CORRIDOS SOBRECEMENTOS PIEDRAS	CEMENTO - ESTRUCTURA ACERO - REFUERZO ACEROS ACERO fy = 4200 Kg/cm ² , GRADO 60
CONCRETO ARMADO	AGREGADOS AGREGADO GRUESO - GRAVA NATURAL O TRITURADA EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL SERÁ a) 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECEMENTOS b) 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES c) 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS
CIMENTACIÓN COLUMNAS Y MUROS DE CORTE SOBRECEMENTOS RESTO ESTRUCTURA REFUERZO	AGREGADO FINO - ARENA NATURAL O MANUFACTURADA « LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁN LIMPIAS, LIBRES DE DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS »
RECUBRIMIENTO	ENCOFRADOS
ZAPATA VIGAS DE CIMENTACIÓN VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS VIGAS CHATAS LOSAS	LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SISTEMA DE RIGIDAN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS: - COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 36 HORAS - LOSAS a) LUZ ≤ 2.50m = 7 DÍAS b) LUZ > 2.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO - FORJADOS DE VIGAS a) LUZ ≤ 5.50m = 21 DÍAS b) LUZ > 5.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO « REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO »
NORMAS APLICADAS	PARAMETROS SÍSMICOS
PARA TODO LO QUE NO ESTE ESPECIFICADO RIGEN: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	FACTOR DE ZONA (Z) FACTOR DE USO (U) FACTOR DE SUELO (S) PERIODO DEL SUELO FACTOR DE BÁSICO DE REDUCCIÓN (R) FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia) FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip) FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)
	FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V) PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DESPLAZAMIENTOS
	DIRECCIÓN X - X DIRECCIÓN Y - Y

TRASLAPES Y EMPLAMES

Ø	COLUM (cm.)	COLUMNAS
6 mm.	-	
8 mm.	30	
3/8"	45	
1/2"	60	
5/8"	70	
3/4"	90	

LOS EMPALMES L SE UBICARÁN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARA MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

Ø	L	Rmáx.
1/4"	10 cm.	1.5 cm.
3/8"	15 cm.	2.0 cm.

CONTRA PISO
FALSO PISO F' = 140 Kg/cm²
AFIRMADO COMPACTADO EN CAPAS DE 15 CM AL 95% DEL PROCTOR MODIFICADO
DETALLE FALSO PISO, PISO TERMINADO

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR: ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESIS: OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS MEDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA

TESISTA: OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN: PIURA

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

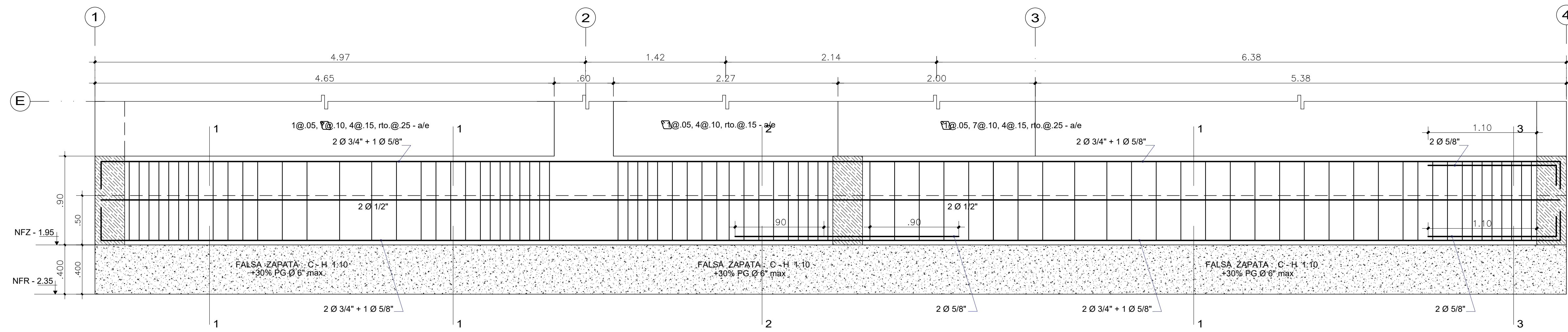
PLANO: CIMENTACION

ESCALA: INDICADA

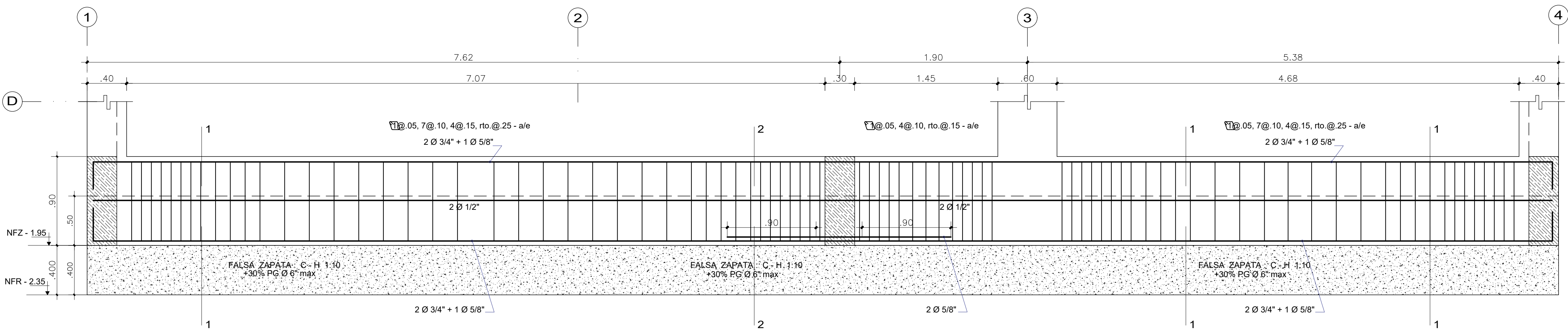
FECHA: NOVIEMBRE 2020

N° DE LAMINA:

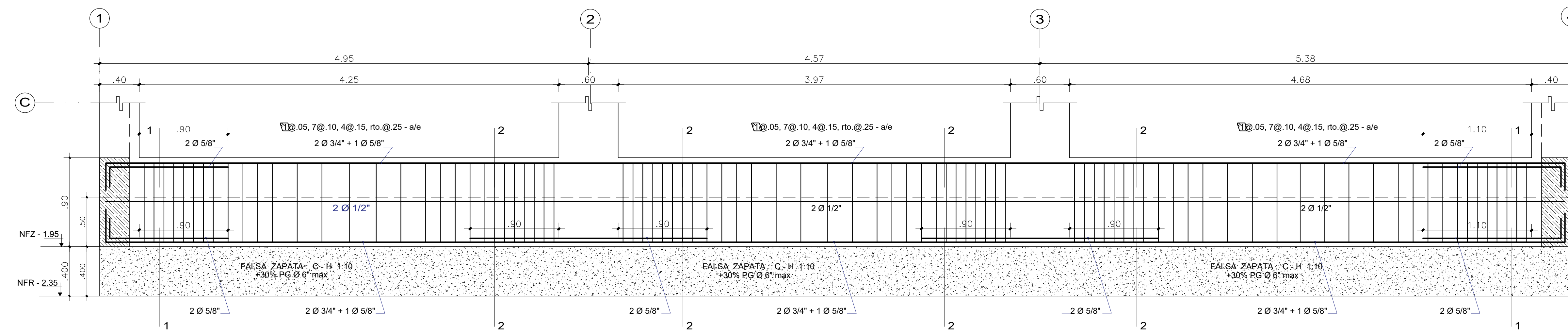
E-01



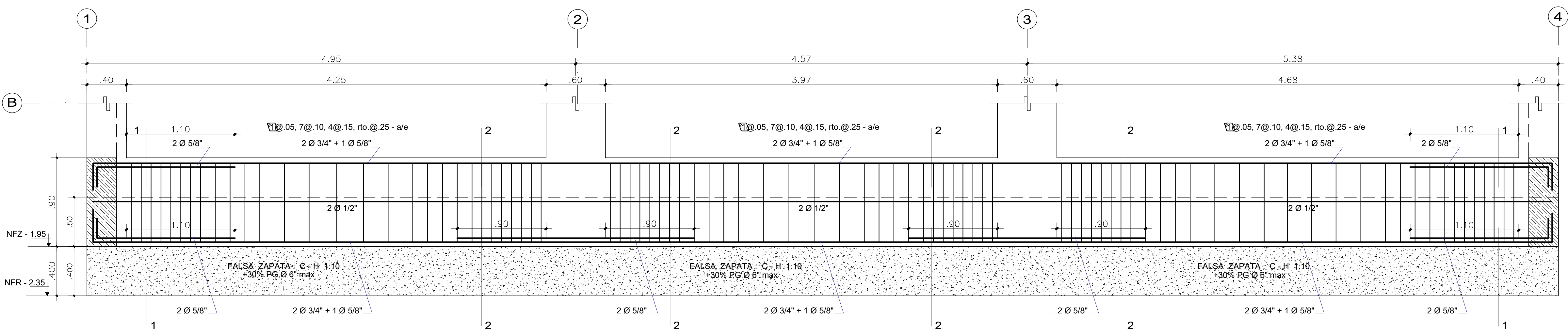
VC - 01 (0.30 x 0.90)
ESCALA 1/25



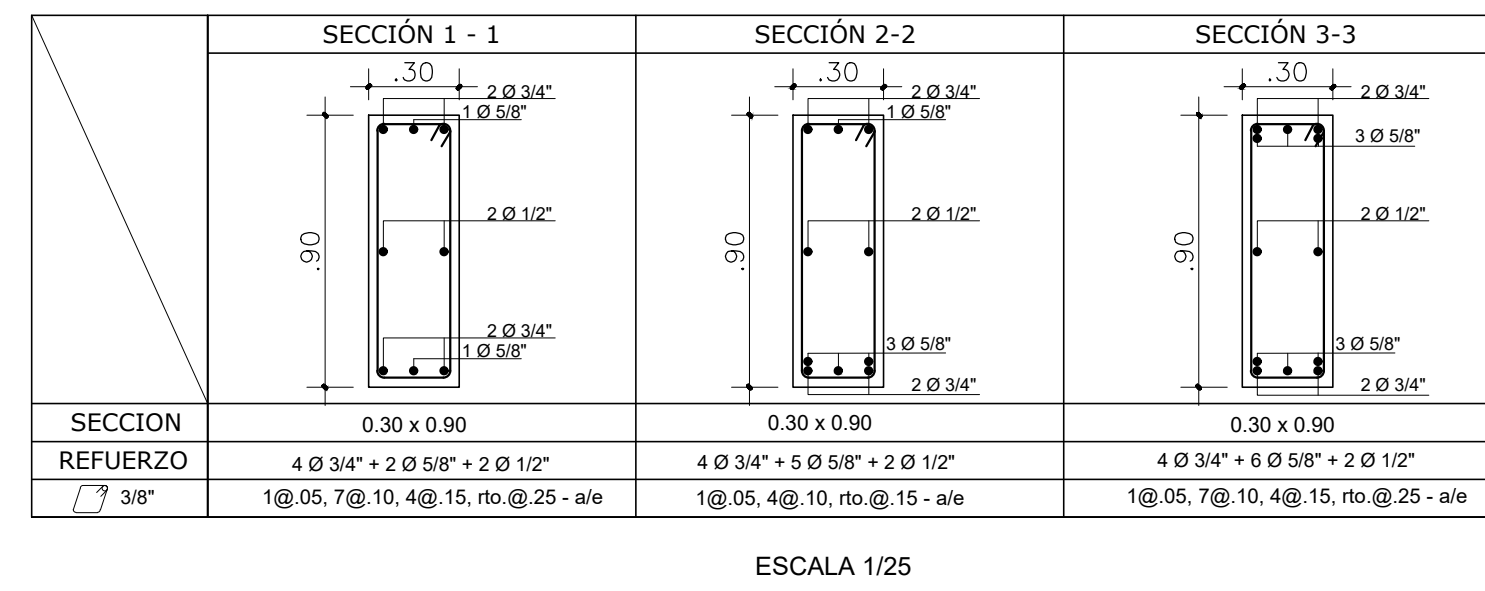
VC - 02 (0.30 x 0.90)
ESCALA 1/25



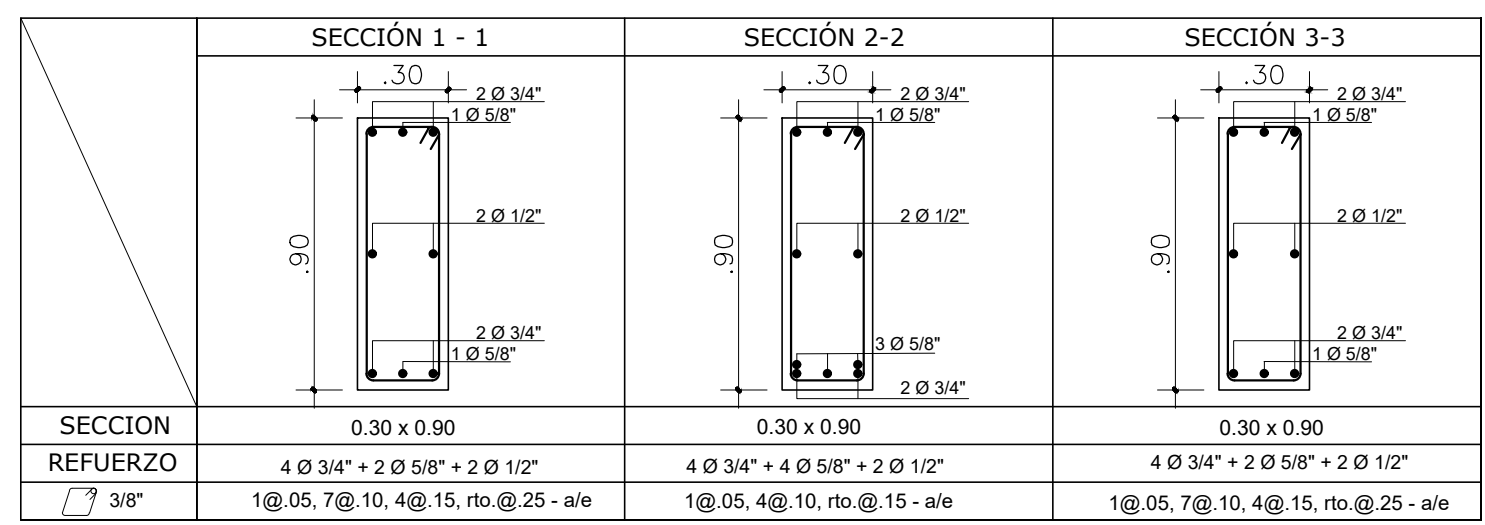
VC - 03 (0.30 x 0.90)
ESCALA 1/25



VC - 03 (0.30 x 0.90)
ESCALA 1/25

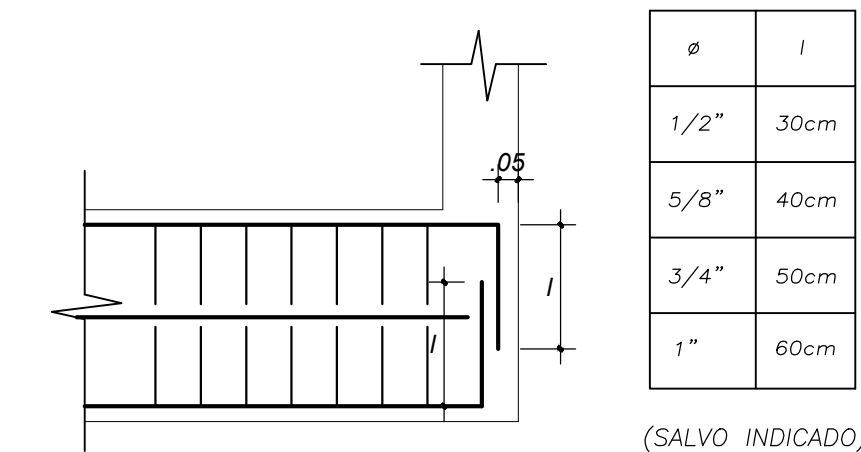


ESCALA 1/25

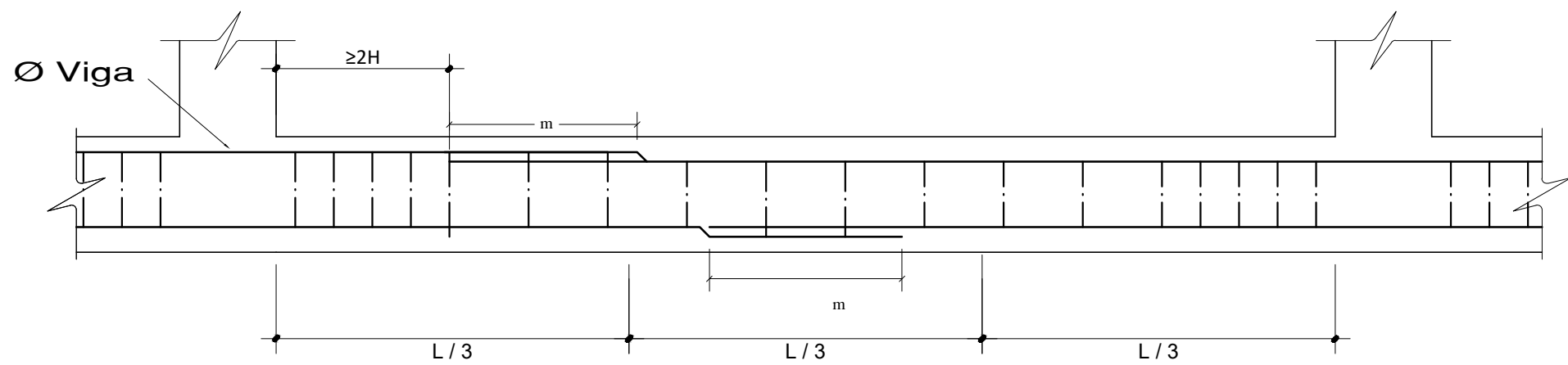


ESCALA 1/25

TRASLAPES Y EMPLAMES			
Ø	COLUM (cm.)	COLUMNAS	
6 mm.	-		
8 mm. 3/8"	30		
1/2"	45		
5/8"	60		
3/4"	70		
1"	90		



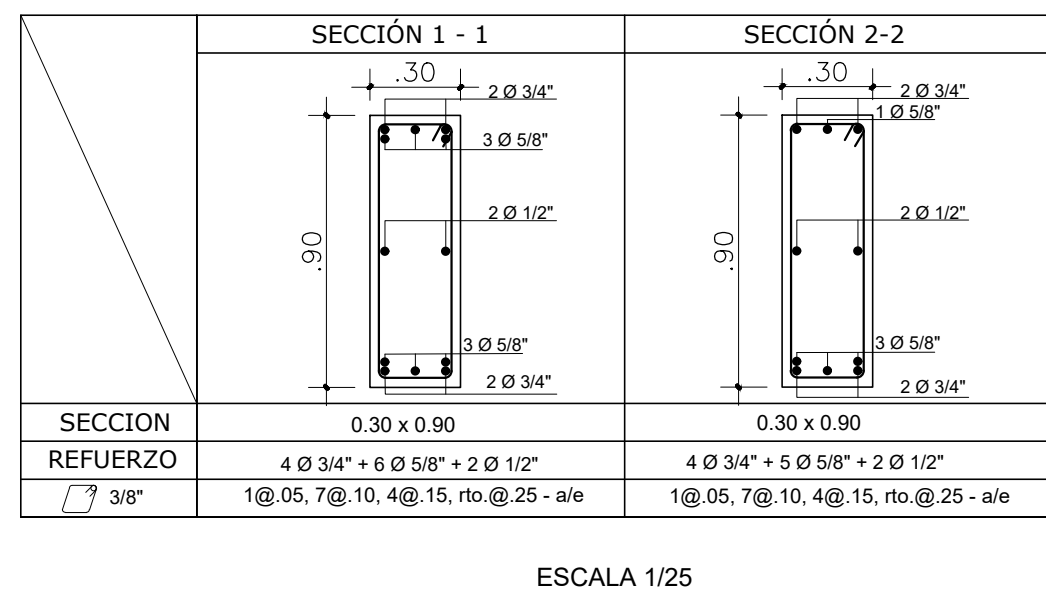
ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS
DE CIMENTACIÓN
ESC. 1/25



VALORES DE m			
Ø	REFUERZO INTERIOR H. CUALQUIERA	REFUERZO SUPERIOR H.C. 30	H.C. 30
3/8"	.40	.40	.45
1/2"	.40	.40	.50
5/8"	.50	.45	.60
3/4"	.60	.55	.90
1"	1.15	1.00	1.30

DETALLE DE EMPALME TRASLAPADOS PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.



ESCALA 1/25



TESISTA:

OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN:

PIURA

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

VIGAS DE CIMENTACION

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

NOVIEMBRE 2020

ASESOR:

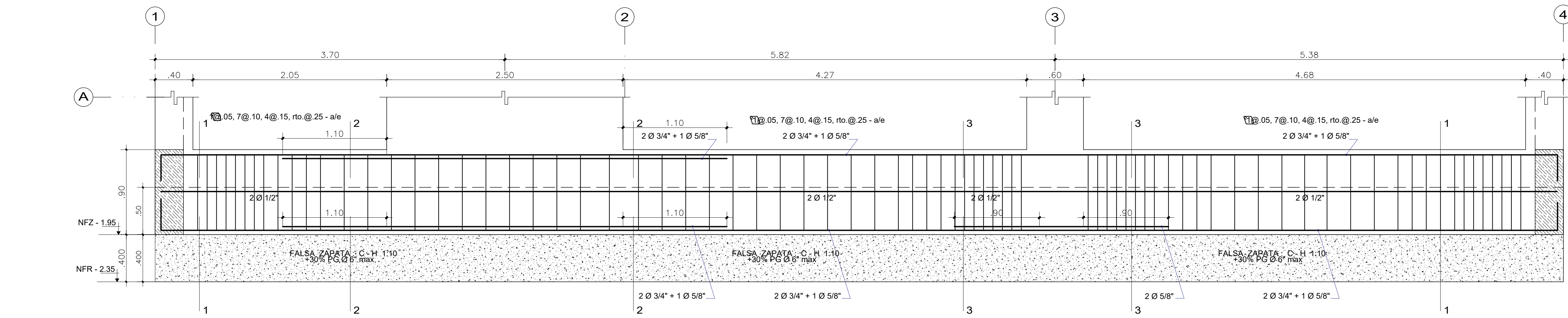
ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

NOTA:

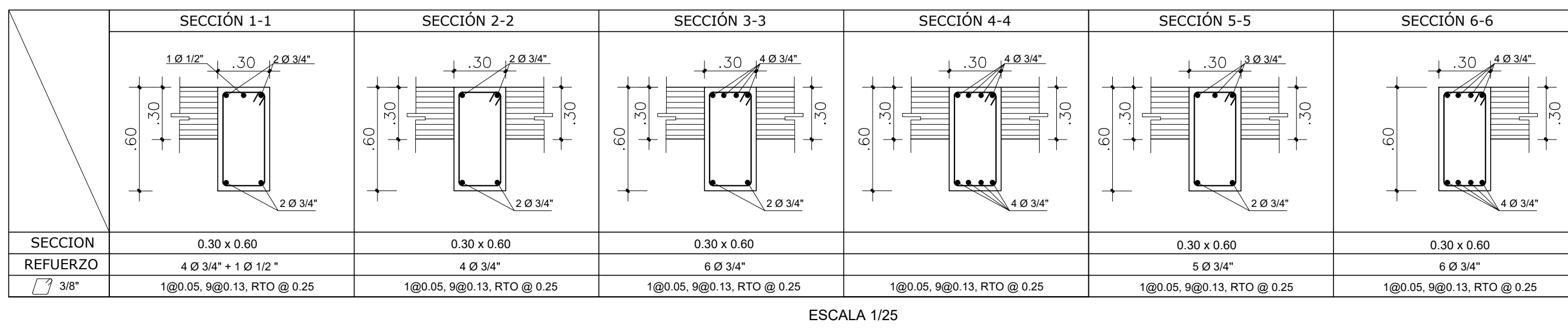
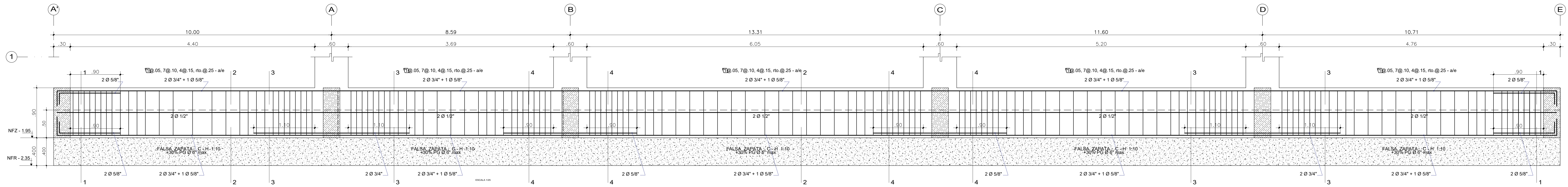
NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.

Nº DE LAMINA:

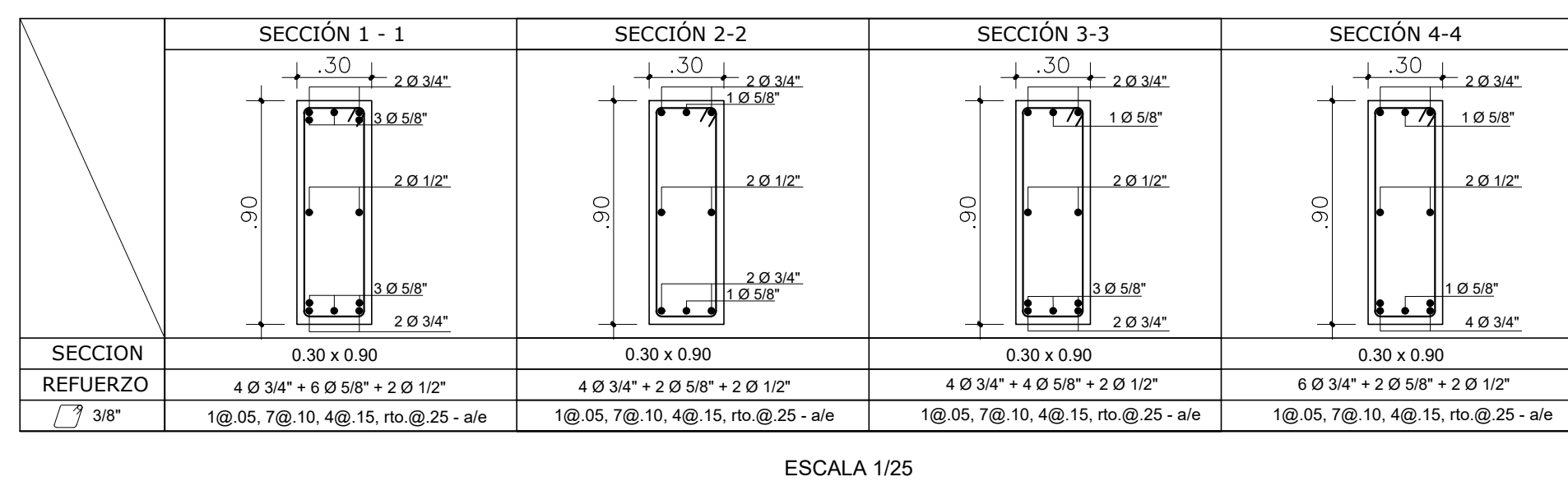
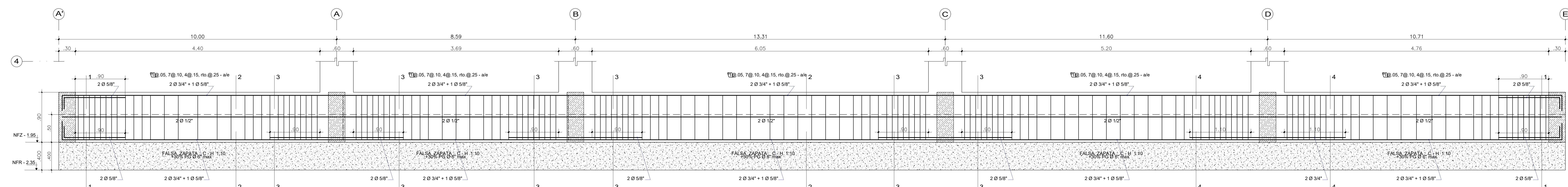
E-02



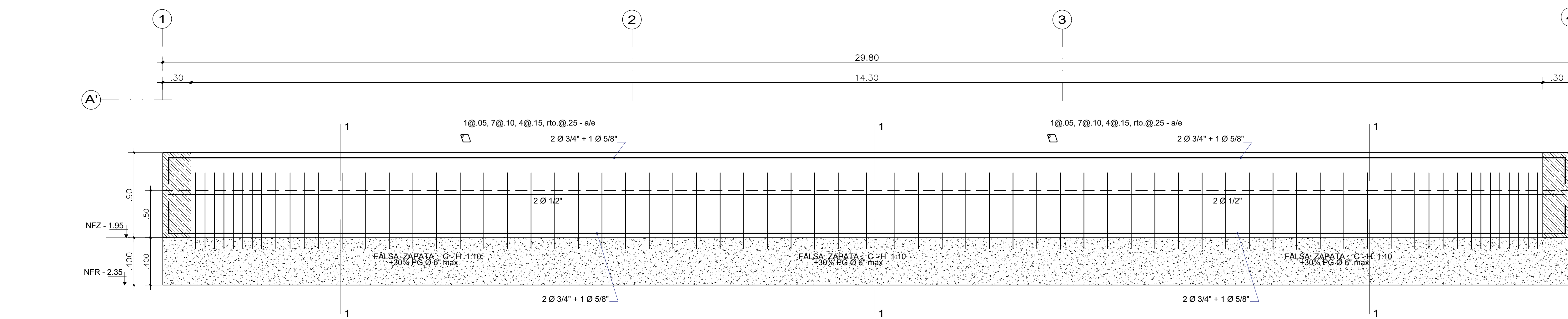
VC - 04 (0.30 x 0.90)
ESCALA 1/25



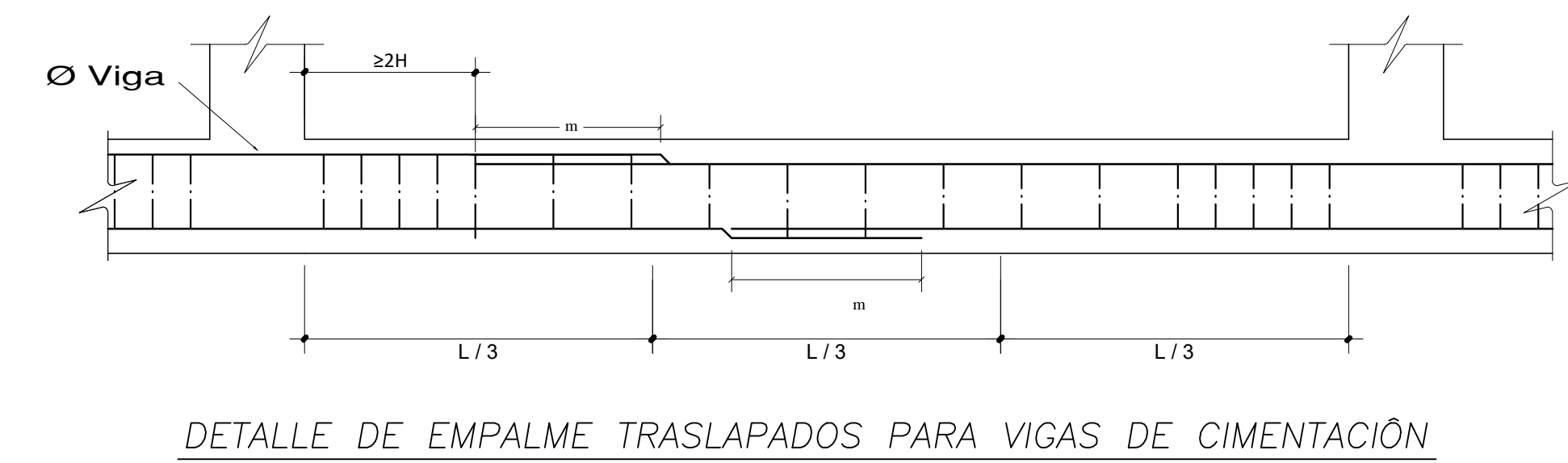
VC - 06 (0.30 x 0.90)
ESCALA 1/25



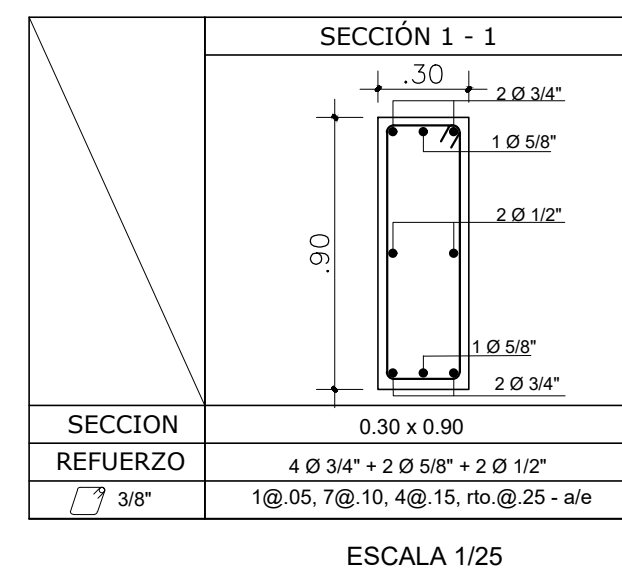
VC - 08 (0.30 x 0.90)
ESCALA 1/25



VC - 09 (0.30 x 0.90)
ESCALA 1/25



Ø	VALORES DE m		
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	H<30
3/8"	.40	.40	.45
1/2"	.40	.40	.50
5/8"	.50	.45	.60
3/4"	.60	.55	.90
1"	1.15	1.00	1.30





"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:
ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESISTA:
OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACION:
PIURA

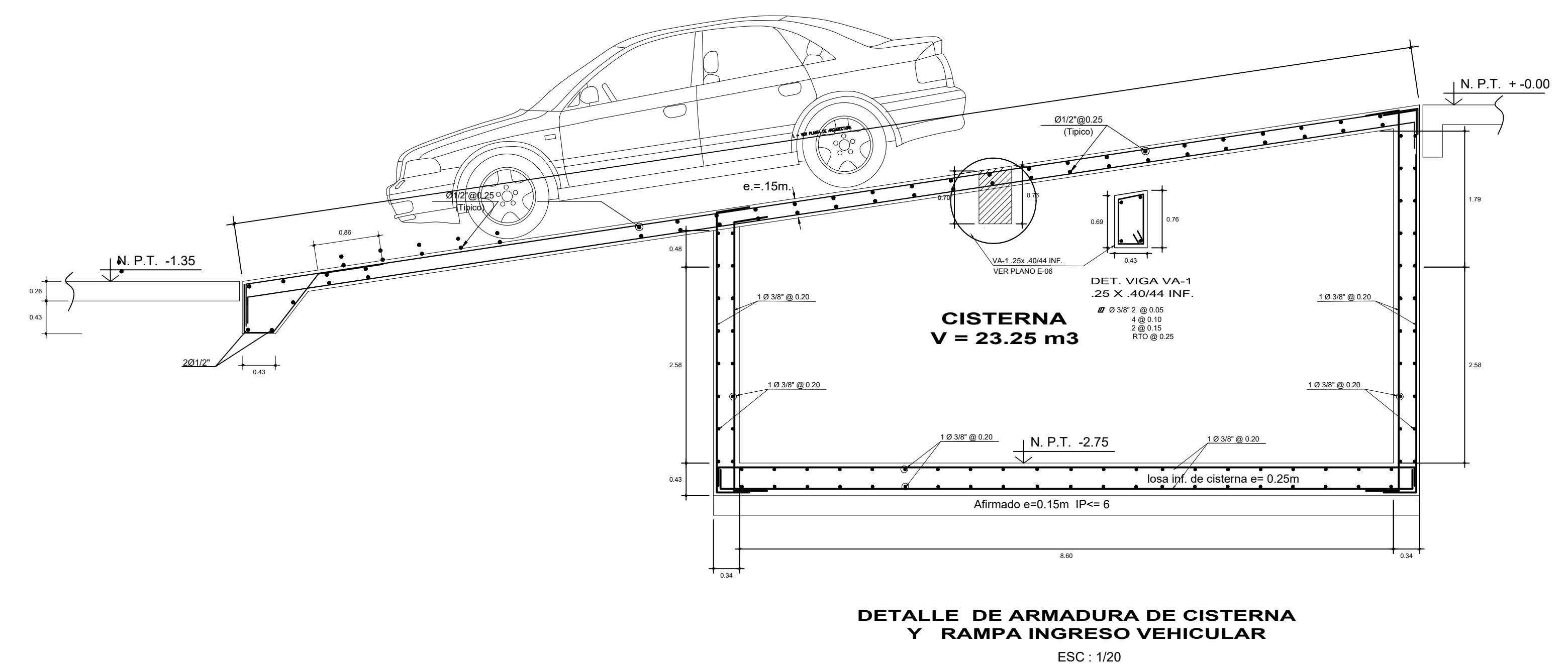
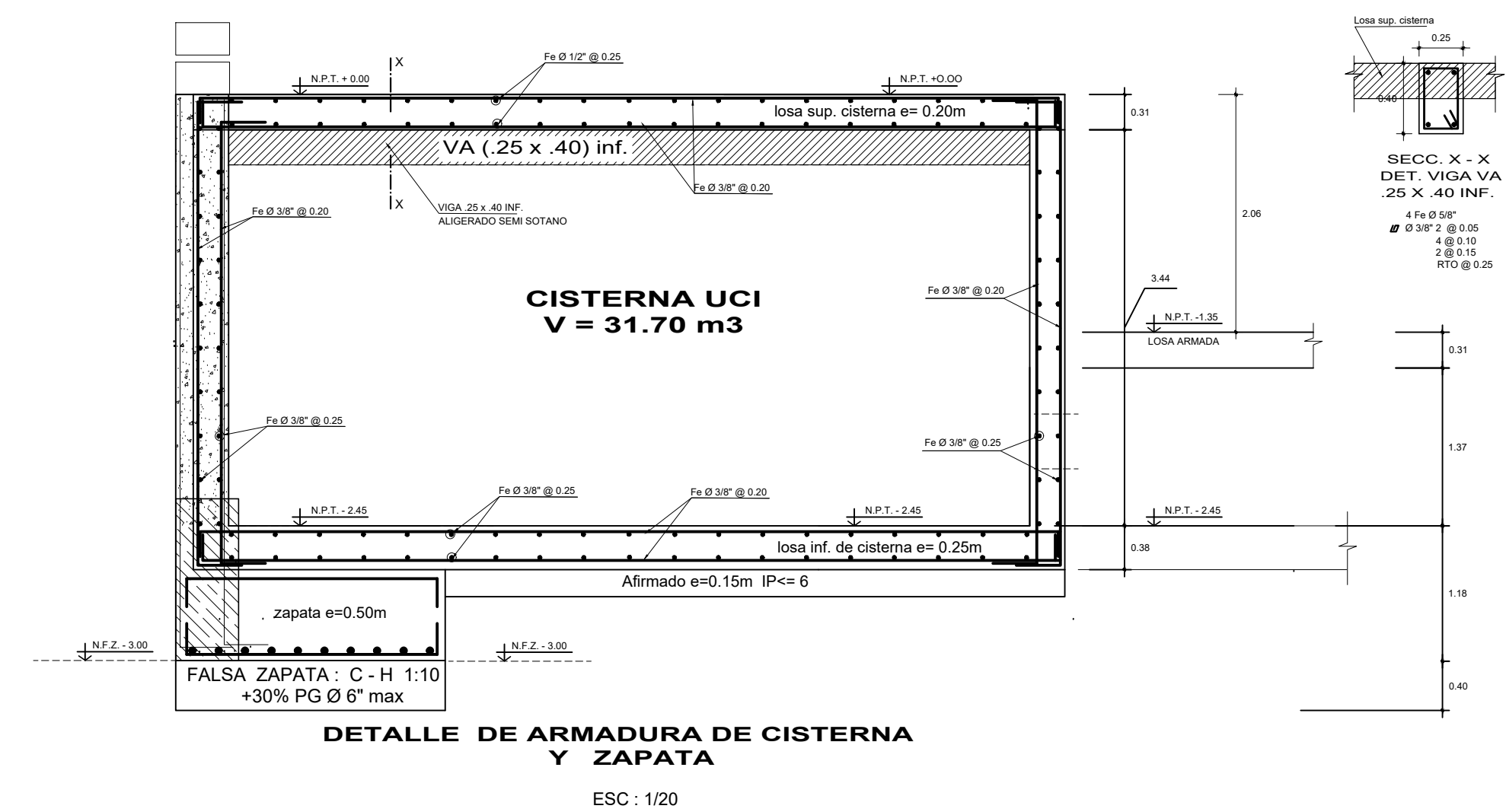
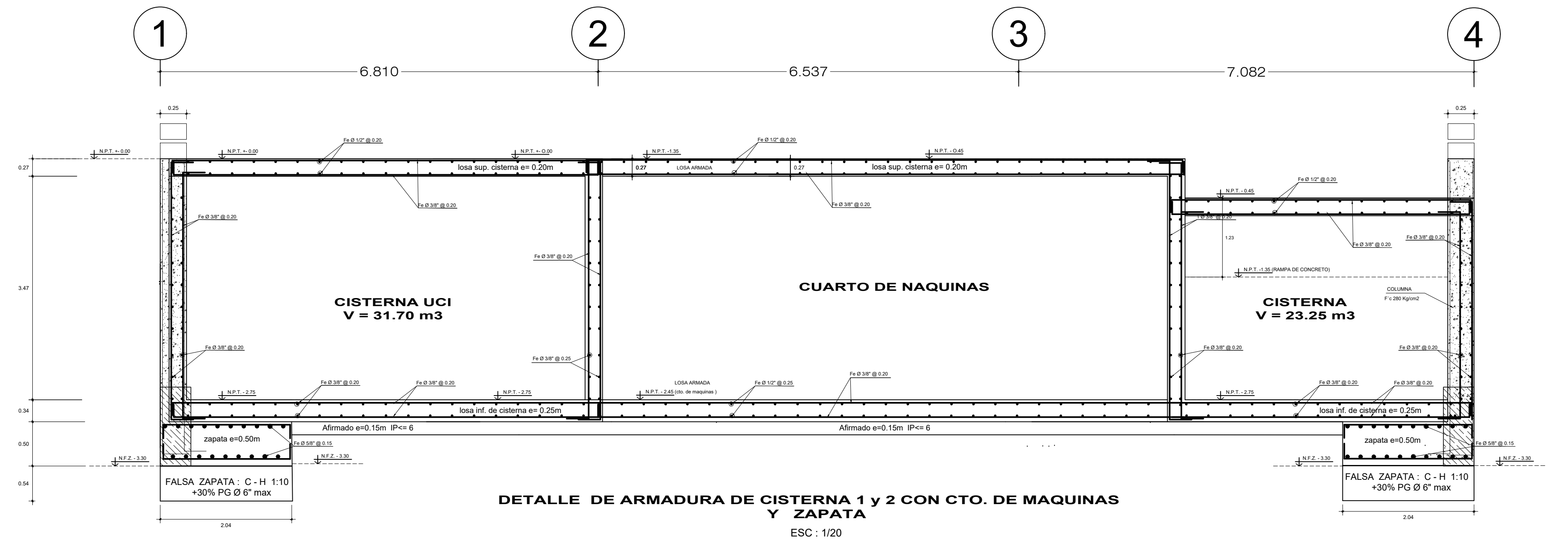
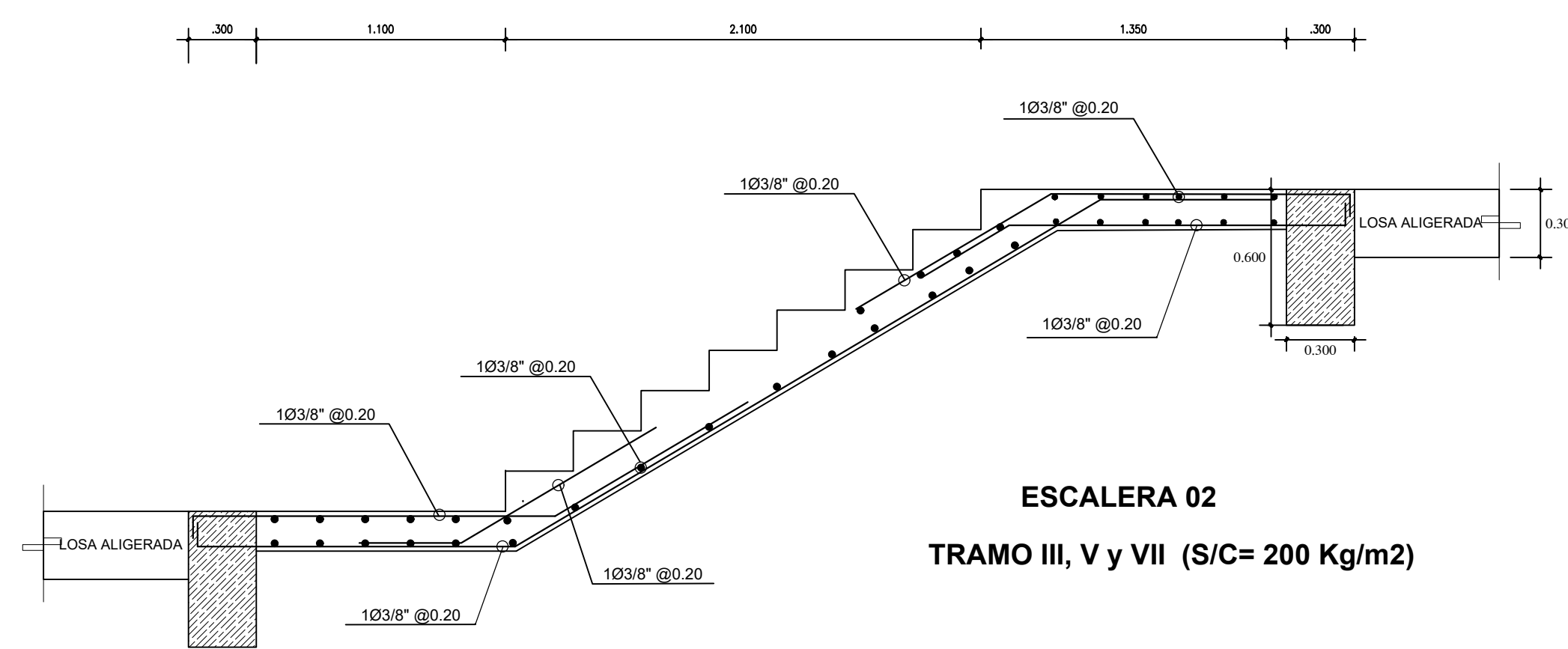
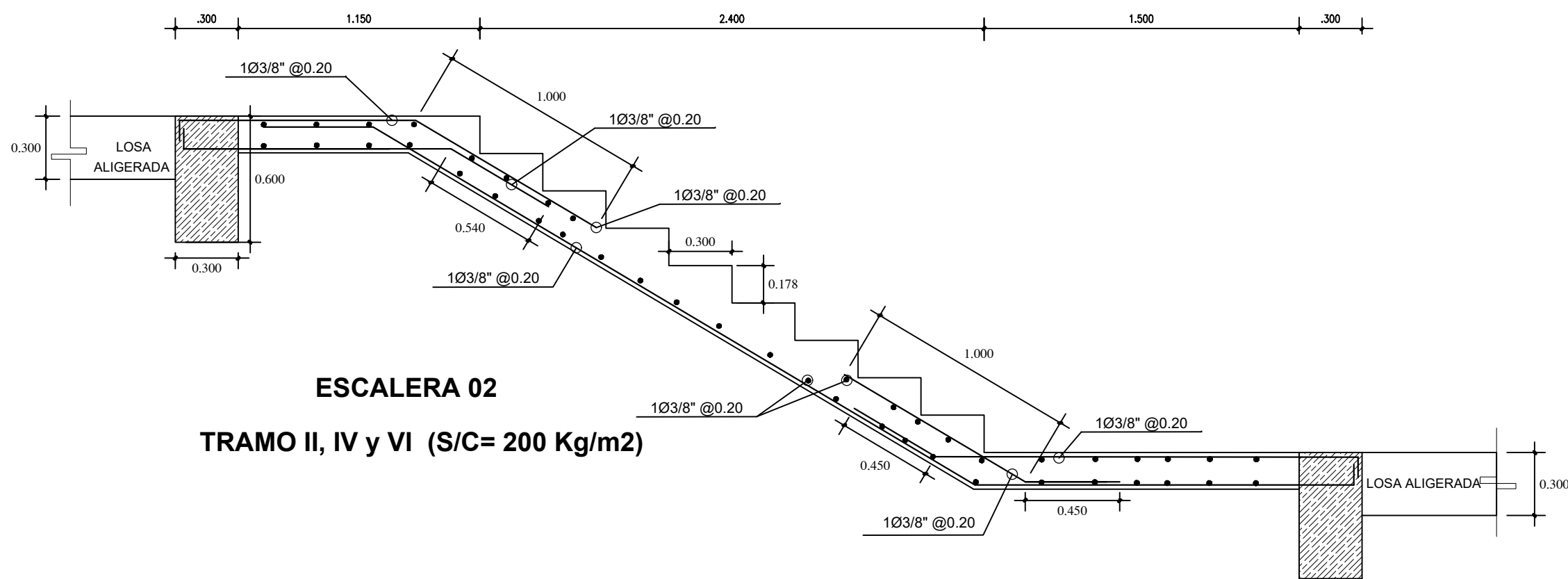
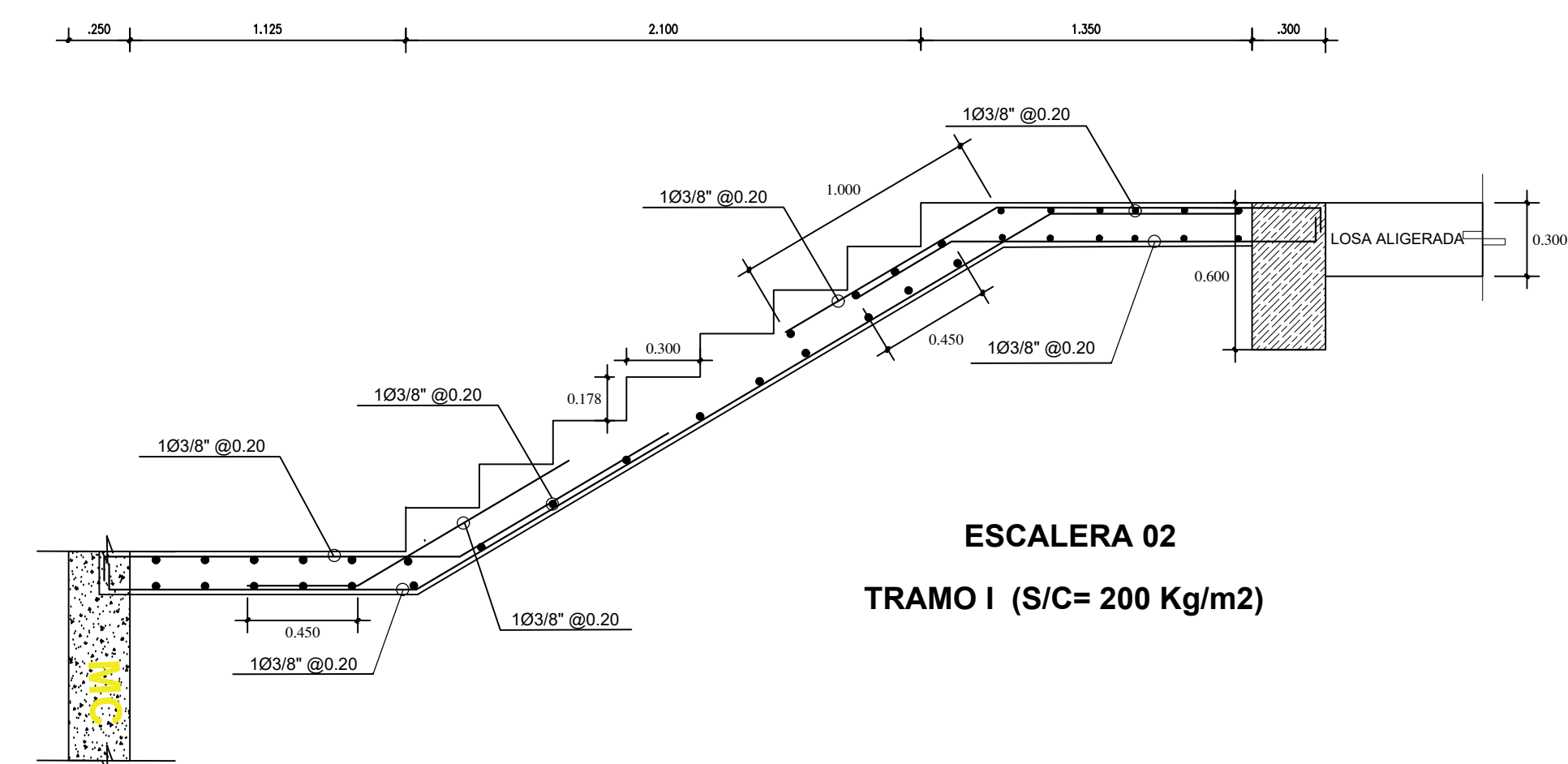
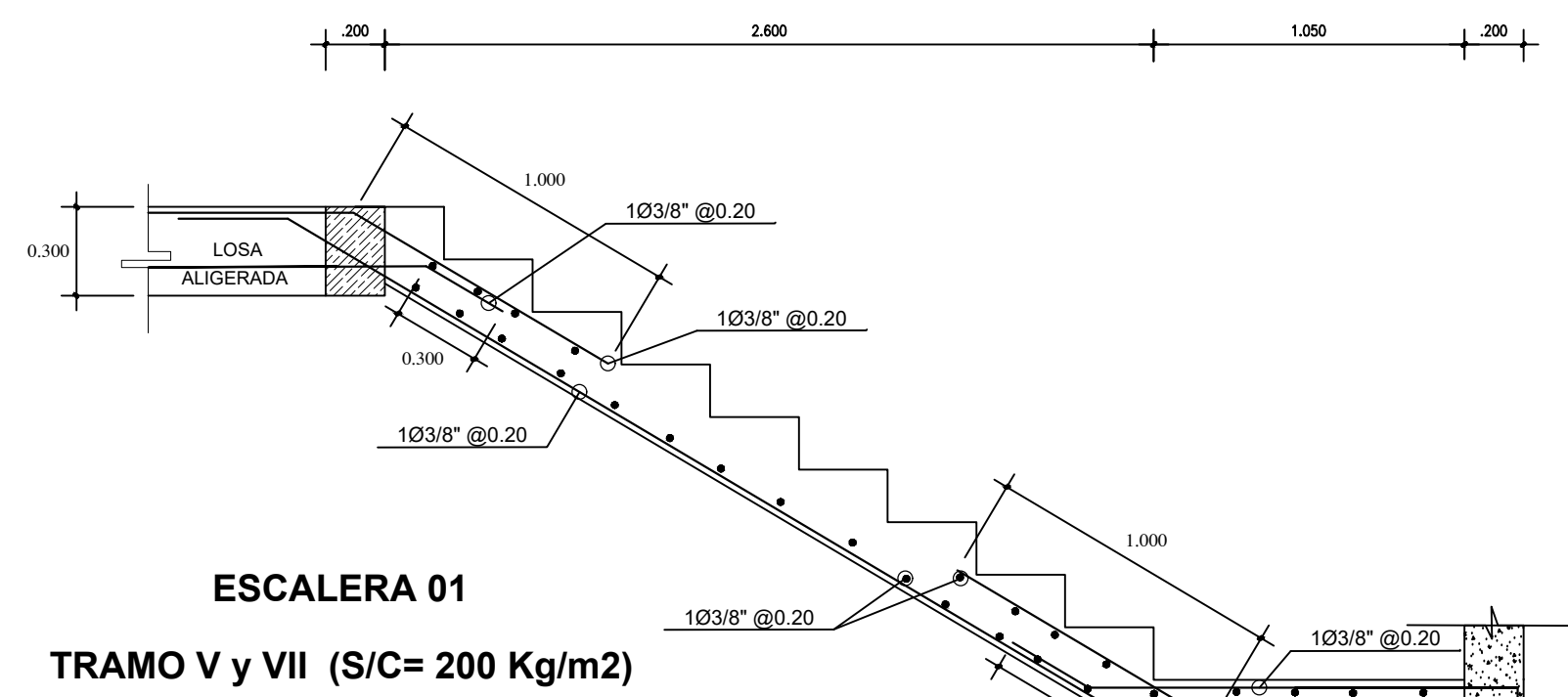
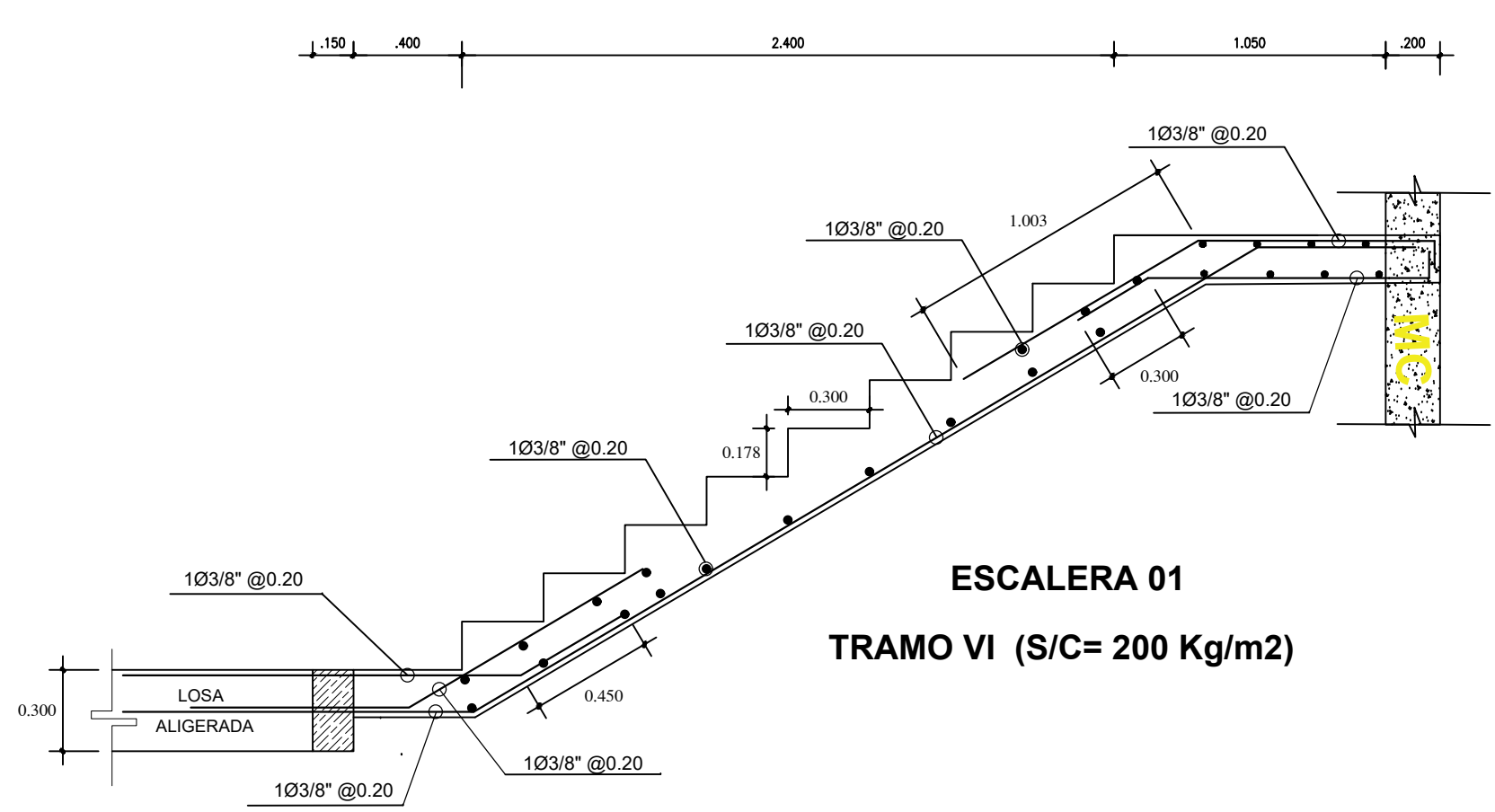
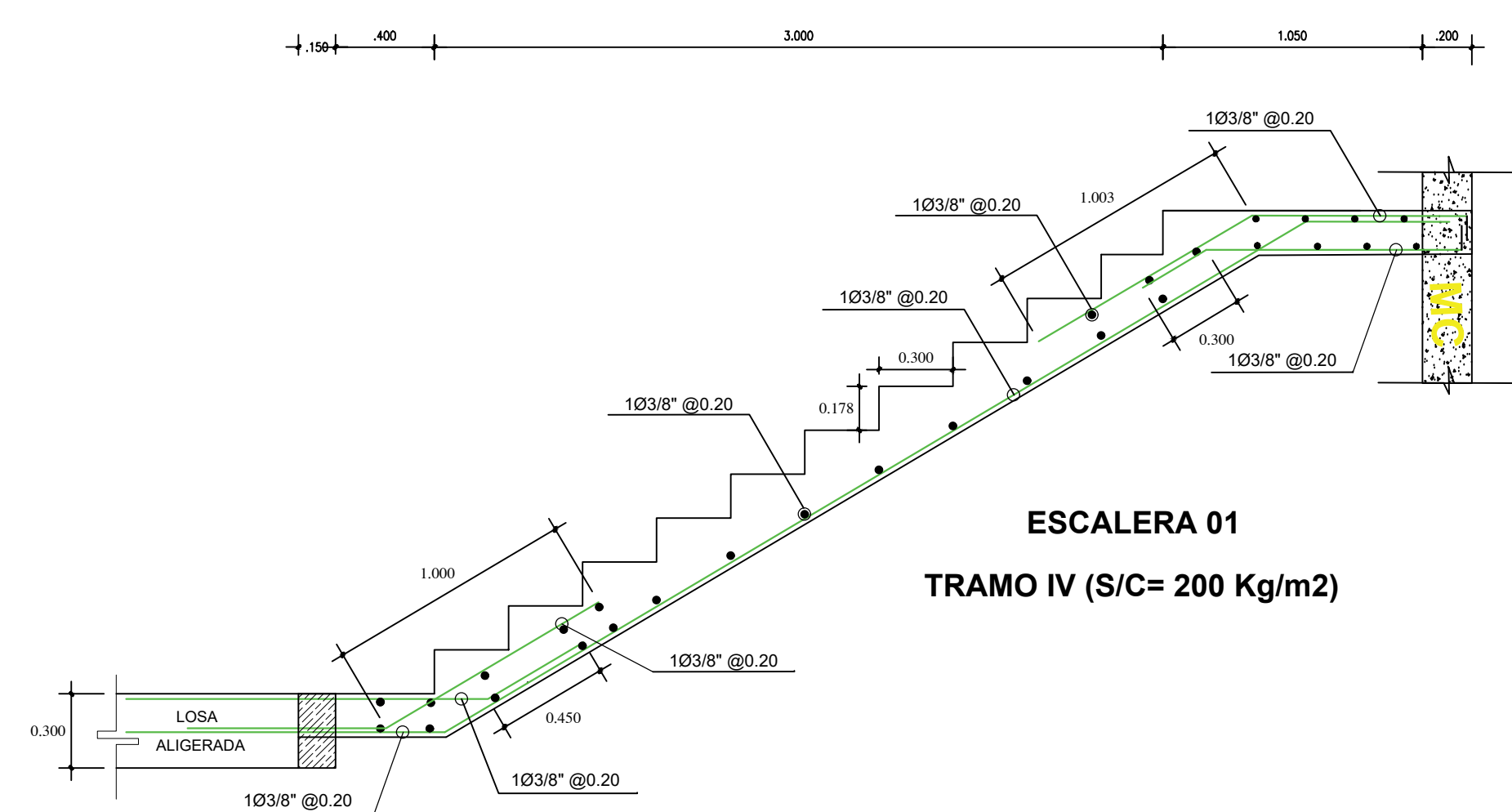
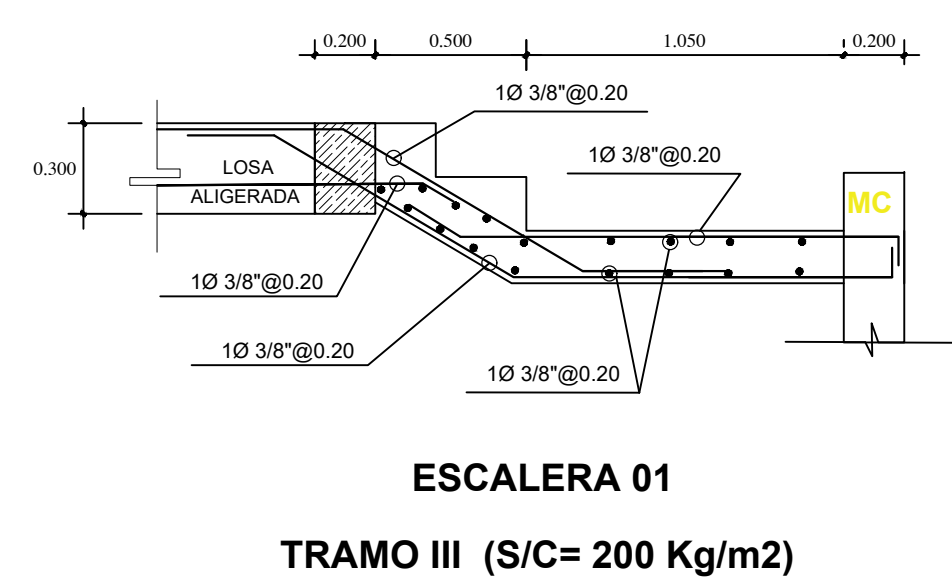
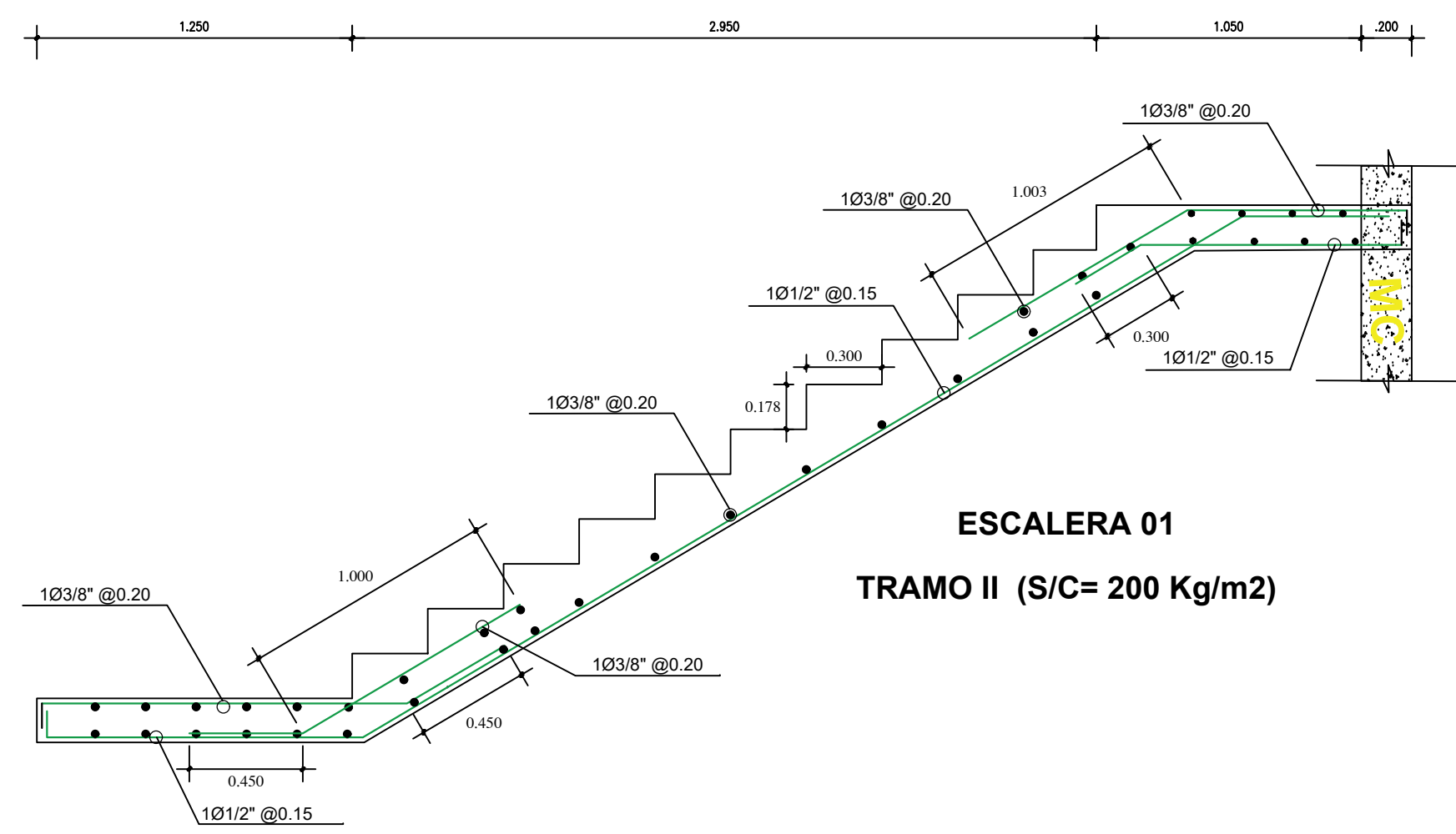
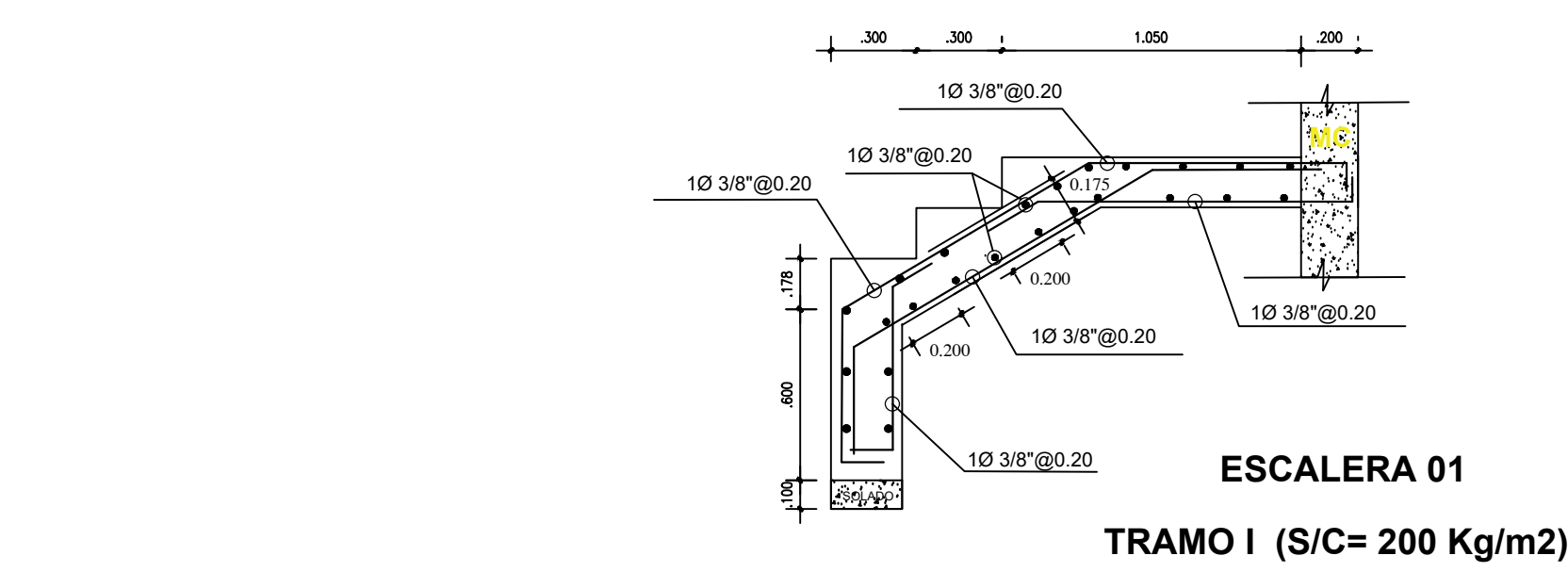
ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
VIGAS DE CIMENTACION

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
NOVIEMBRE 2020

N° DE LAMINA:
E-03



TRASLAPES Y EMPLAMES					
Ø	COLUM (cm.)	COLUMNAS			
6 mm.	-		Ø	L	Rmáx.
8 mm.	30		1/4"	10 cm.	1.5 cm.
3/8"	45		3/8"	15 cm.	2.0 cm.
1/2"	60				
5/8"	70				
3/4"	90				
1"	90				



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:

ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESIS:

OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN:

PIURA

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

ESCALERA / RAMPA / CISTERNA

ESCALA:

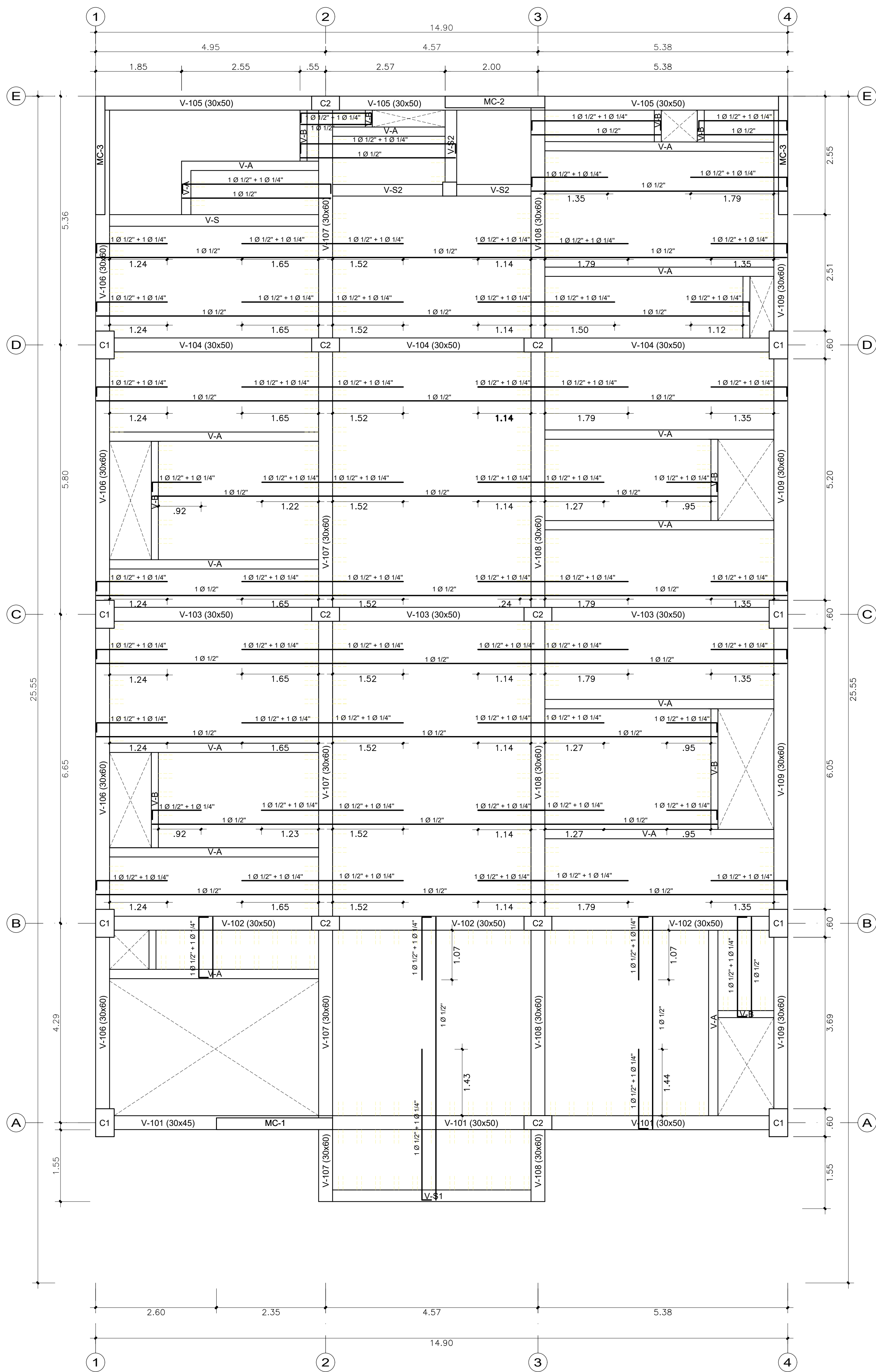
INDICADA

FECHA:

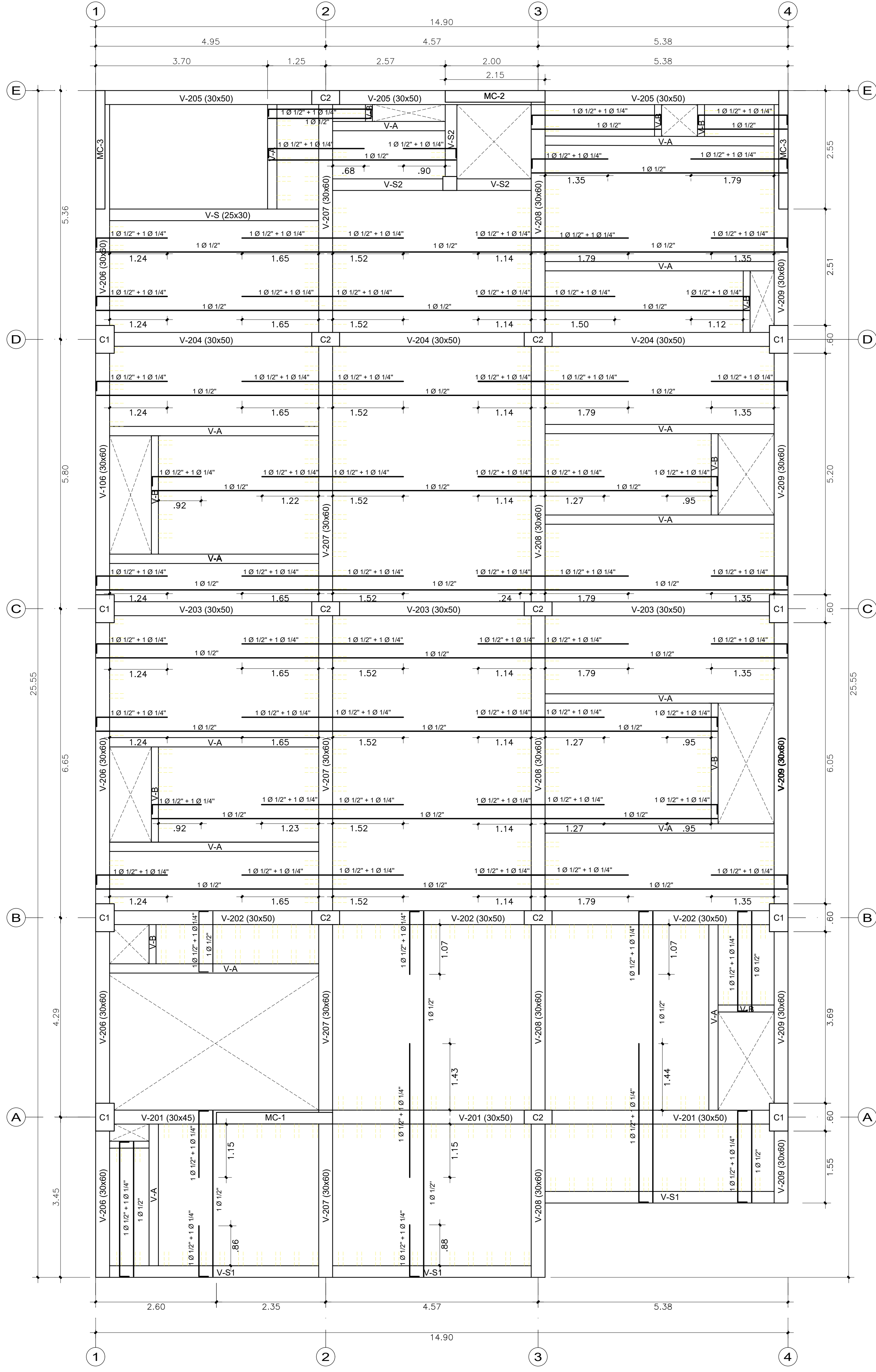
NOVIEMBRE 2020

N° DE LAMINA:

E-04



ALIGERADO - SEMI SOTANO
ESC:1/50

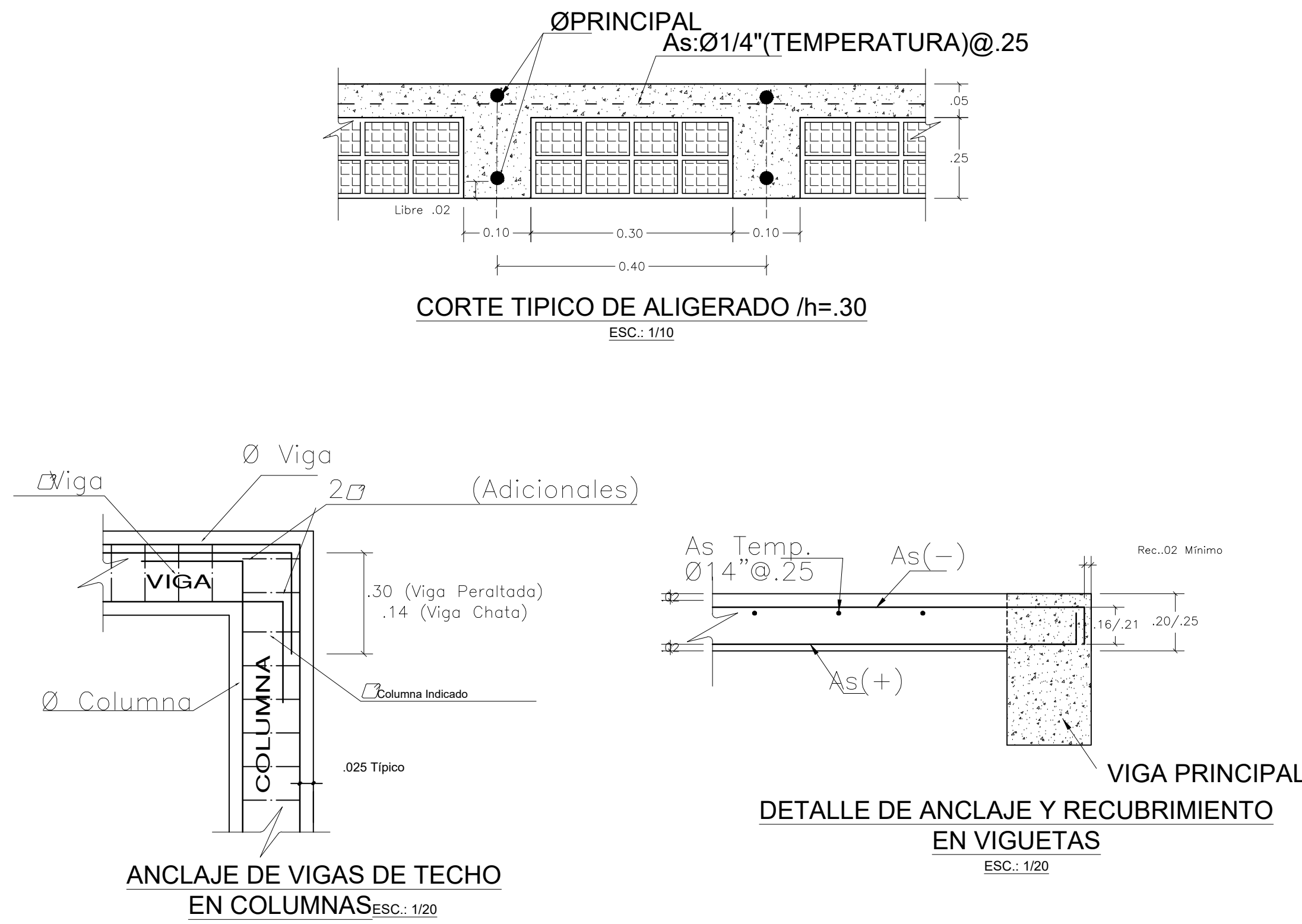
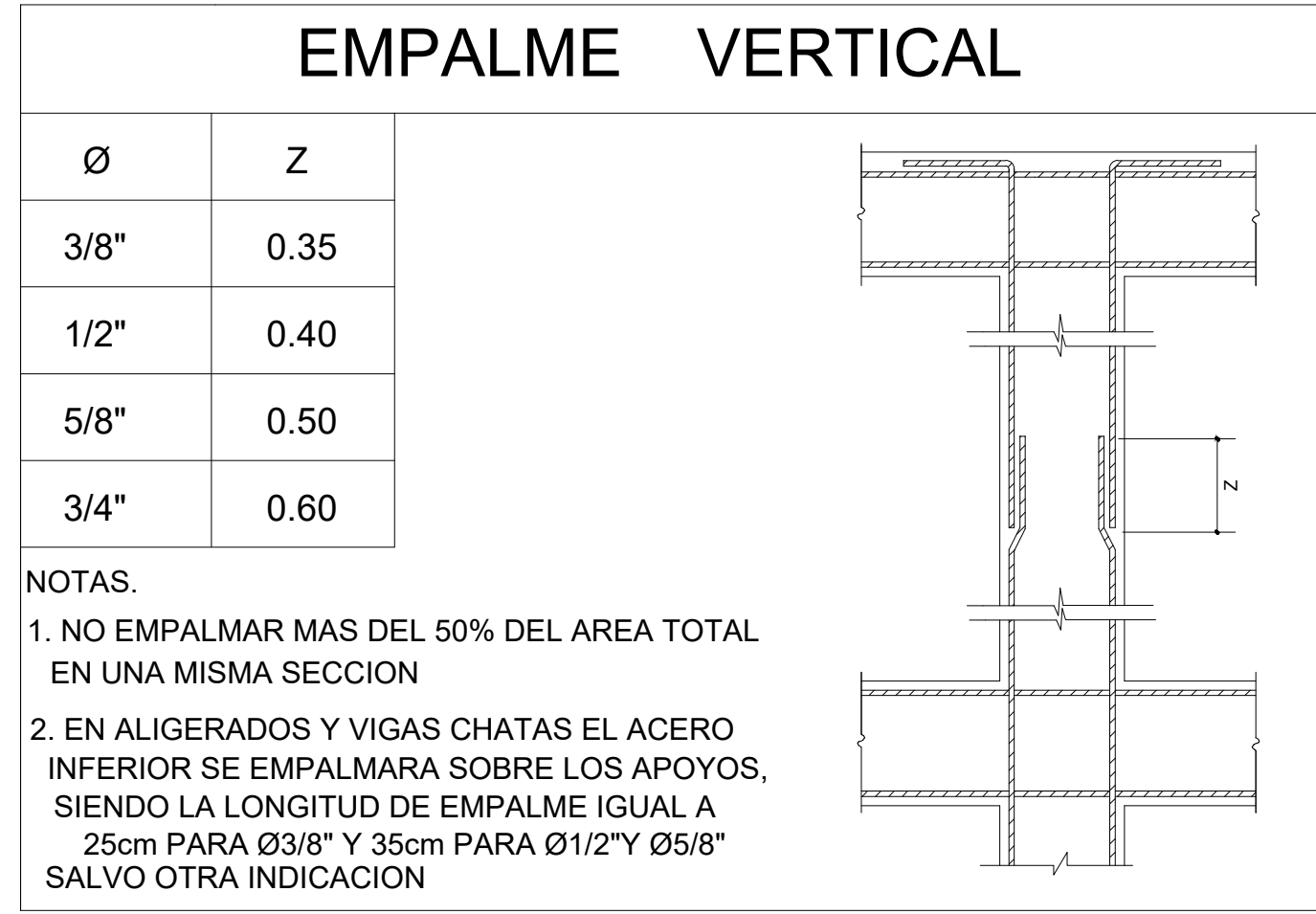
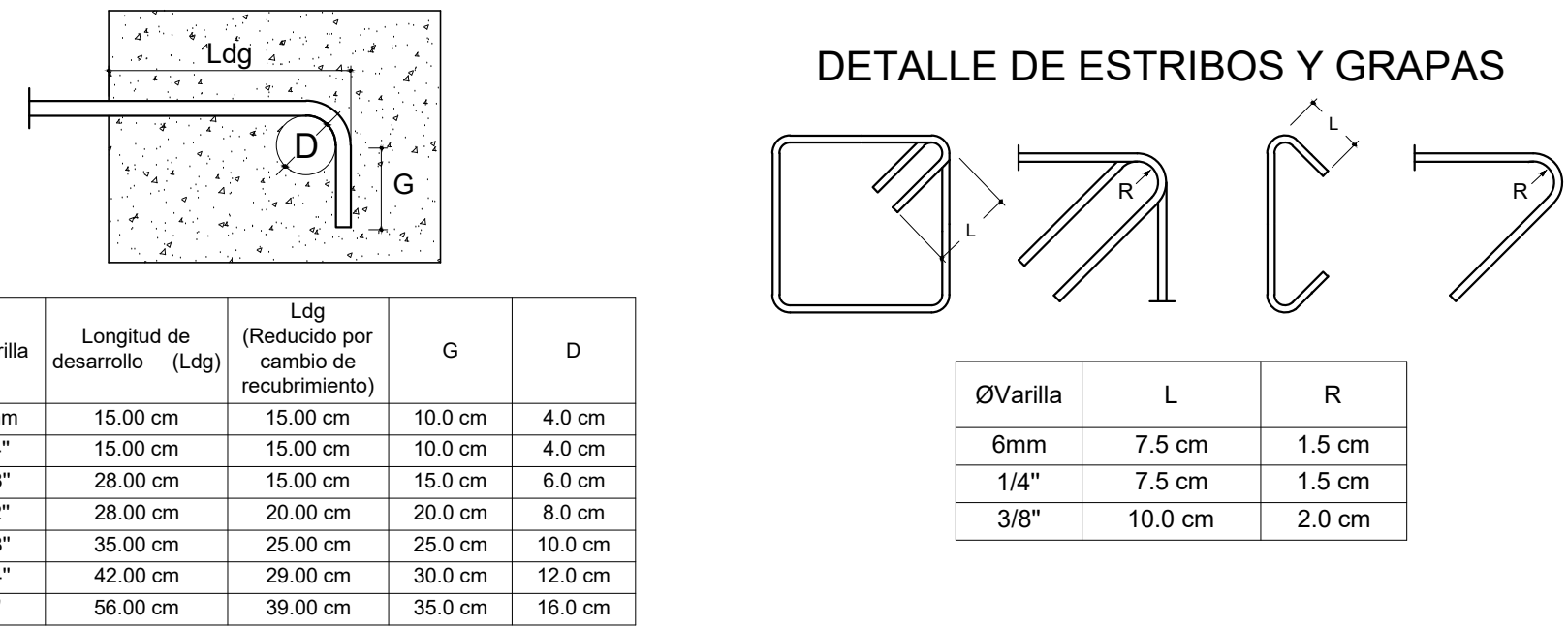


ALIGERADO - PRIMER PISO
ESC:1/50

	V-S1	V-S2	V-A	V-B
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.20 x 0.30	0.15 x 0.30
REFUERZO	5 Ø 5/8" + 2 Ø 3/4"	5 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 1/2"
	1 Ø 05, 6 Ø 10, 10 Ø 20	1 Ø 05, 6 Ø 10, 10 Ø 20	1 Ø 05, 6 Ø 10, 10 Ø 20	1 Ø 05, 6 Ø 10, 10 Ø 20

ESCALA 1/25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO	MATERIALES
COLUMNAS Y PLACAS : Fc= 280 Kg/cm ²	CEMENTO : CEMENTO PORTLAND M5
VIGAS : Fc= 280 Kg/cm ²	ESTRUCTURA : CEMENTO PORTLAND M5
LOSAS ALIGERADAS : Fc= 280 Kg/cm ²	ACERO : ACERO fy = 4200 Kg/cm ² , GRADO 60
ESCALERA : Fc= 280 Kg/cm ²	REFUERZO : ACERO fy = 4200 Kg/cm ² , GRADO 60
RECUBRIMIENTO	AGREGADOS : GRAVA NATURAL O TRITURADA EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL SERÁ 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECIMENTOS 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS
COLUMNAS Y PLACAS : 4.00 cm	AGREGADO FINO : ARENA NATURAL O MANUFACTURADA <= LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁN LIMPIAS, LIBRES DE DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS >>
VIGAS : 4.00 cm	ENCOFRADOS
LOSAS ALIGERADAS : 2.00 cm	LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SOSTÉN SE IRÁN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS:
LOSAS MACIZAS : 2.00 cm	- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 36 HORAS
ESCALERAS : 2.00 cm	- LOSAS
NORMAS APLICADAS	PARA TODO LO QUE NO ESTE ESPECIFICADO RIGEN: REGLEMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030 "CARGAS" NORMA E.030 "DISEÑO SISMORESISTENTE" NORMA E.040 "SUELOS Y CIMENTACIONES" NORMA E.060 "CONCRETO ARMADO" NORMA E.070 "ALBANILERIA"
	LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SOSTÉN SE IRÁN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS:
	- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 36 HORAS
	- LOSAS
	a) LUZ ≤ 2.50m = 7 DÍAS
	b) LUZ ≤ 2.50m + 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
	- FONDOS DE VIGAS
	a) LUZ ≤ 5.00m = 21 DÍAS
	b) LUZ ≤ 5.00m + 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
	<< REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO >>



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR: ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESIS: OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS MEDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA

TESISTA: OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACION: PIURA

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

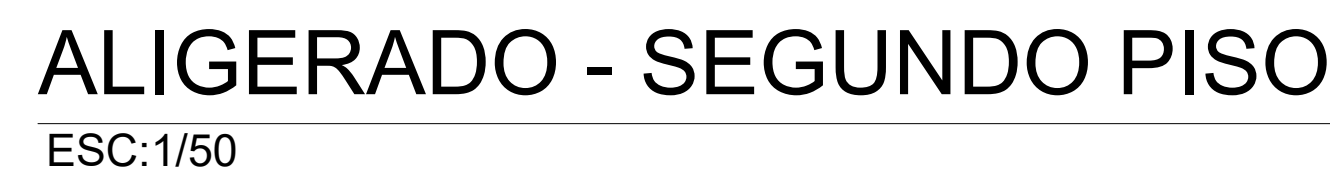
PLANO: LOSA ALIGERADA

ESCALA: INDICADA

FECHA: NOVIEMBRE 2020

N° DE LAMINA:

E-05



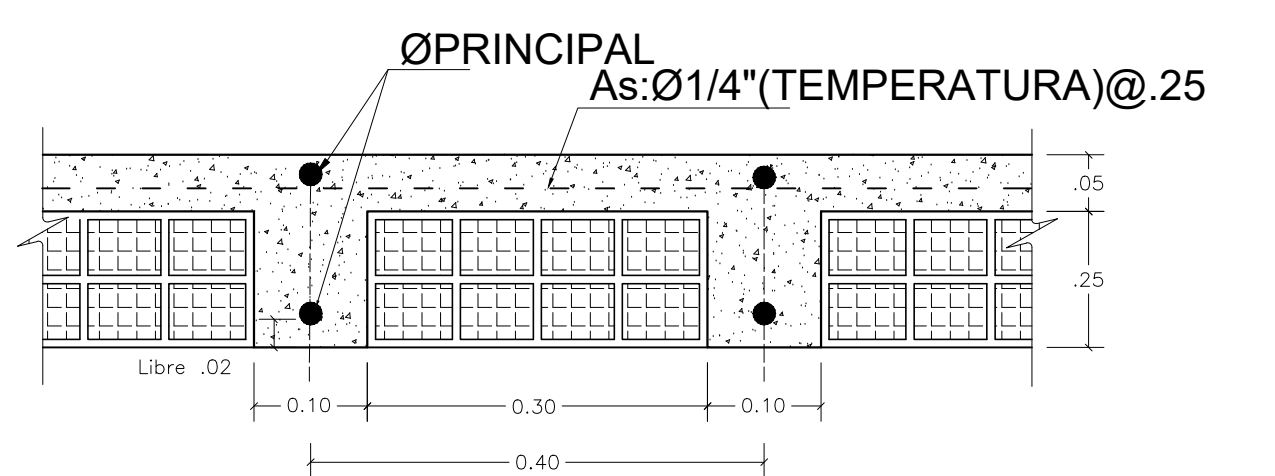
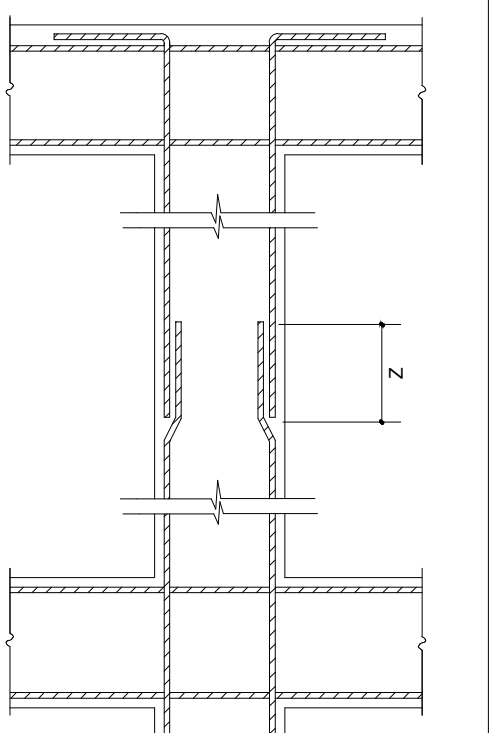
CONCRETO		MATERIALES	
COLUMNAS Y PLACAS VIGAS LOSAS ALERJERAS ESCALERA	f' = 280 Kg/cm ² f' = 280 Kg/cm ² f' = 280 Kg/cm ² f' = 280 Kg/cm ²	CEMENTO - ESTRUCTURA ACERO - REFUERZO AGREGADOS -	CEMENTO PORTLAND MS ACERO R# 4280 Kg/cm ² ACERO R# 4280 Kg/cm ² AGREGADO GRUESO - GRAVA NATURAL O TRITURADA EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL SERÁ a) 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECIMENTOS b) 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUTURALES c) 1 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS AGREGADO FINO - ARENA NATURAL O MANUFACTURADA a) LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁN LIMPAS, LIBRES DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS >>>
RECUBRIMIENTO			
COLUMNAS Y PLACAS VIGAS LOSAS ALERJERAS LOSAS ALERJAS ESCALERAS	4.00 cm 4.00 cm 2.00 cm 2.00 cm 2.00 cm		
<<< LOS RECURSOS SE LOGRARÁN MEDIANTE EL EL USO DE DATOS CONCRETADO MORTERO >>>			
NORMAS PLICADAS		ENCORFADOS	
PARA TODO LO QUE NO ESTÉ ESPECIFICADO RIGIEN: REGULAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E-200 "CARCERAS" NORMA E-300 "TUBULOS HIDRORESISTENTES" NORMA E-500 "BULEVARES DE CIMENTACIÓN" NORMA E-600 "CONCRETO ARMADO" NORMA E-570 "ALBANELERIA"		LOS PLAZOS MÁXIMOS DE REMOCIÓN DE ENCORFADOS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE SOSTÉN DE NORMAS LOS SIGUIENTES TIEMPOS: - COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 30 HORAS - LOSAS - a) 1/2" < 250 m ² = 7 DIAS b) 1/2" > 250 m ² = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO - FONDOS DE VIGAS a) 1/2" < 250 m ² = 21 DIAS b) 1/2" > 250 m ² = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO ->>> REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO >>>	



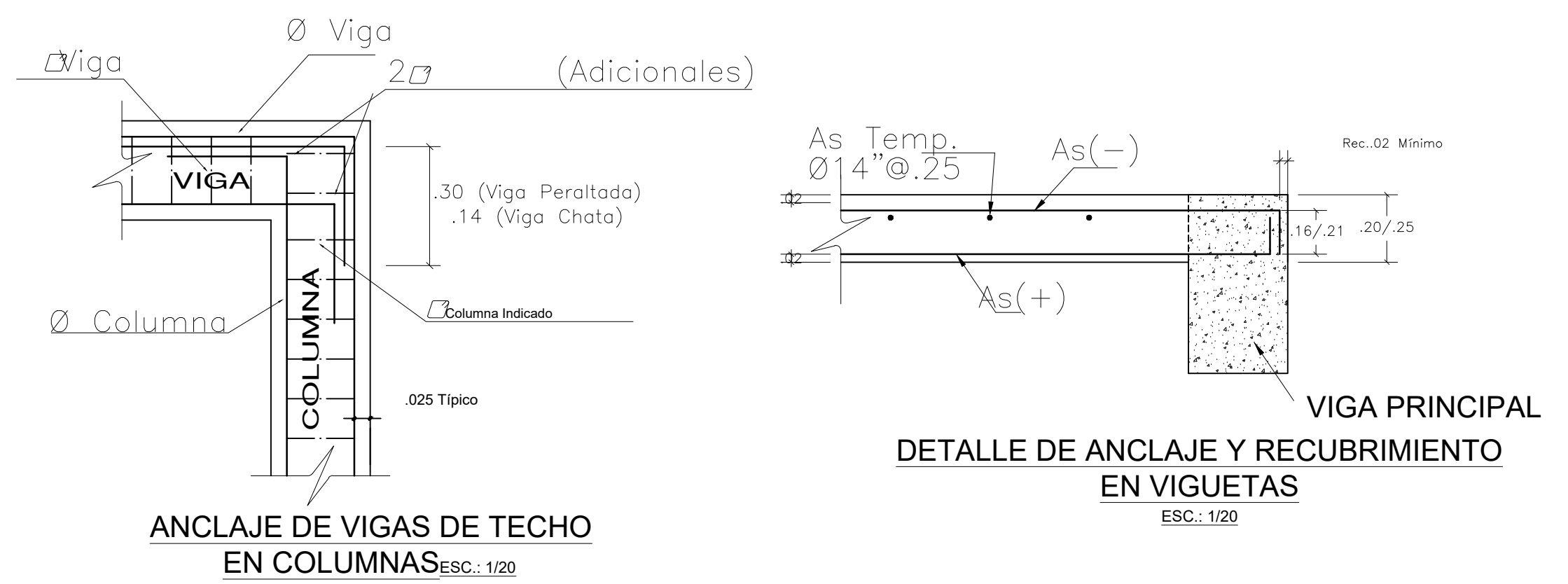
ØVarilla	L	R
6mm	7.5 cm	1.5 cm
1/4"	7.5 cm	1.5 cm
3/8"	10.0 cm	2.0 cm

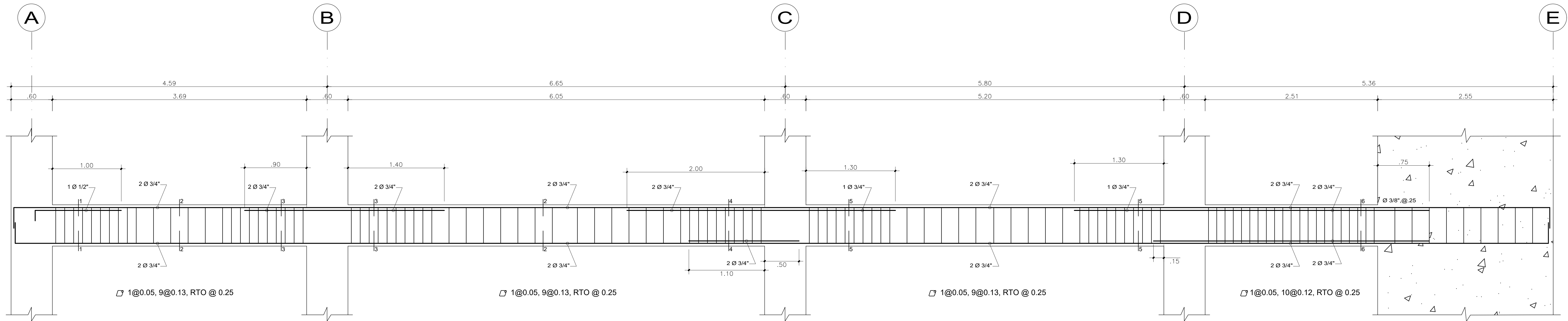
NOTAS.

1. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
2. EN ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y 35cm PARA Ø1/2"Y Ø5/8" SALVO OTRA INDICACION



CORTE TIPICO DE ALIGERADO /h=.30
ESC.: 1/10

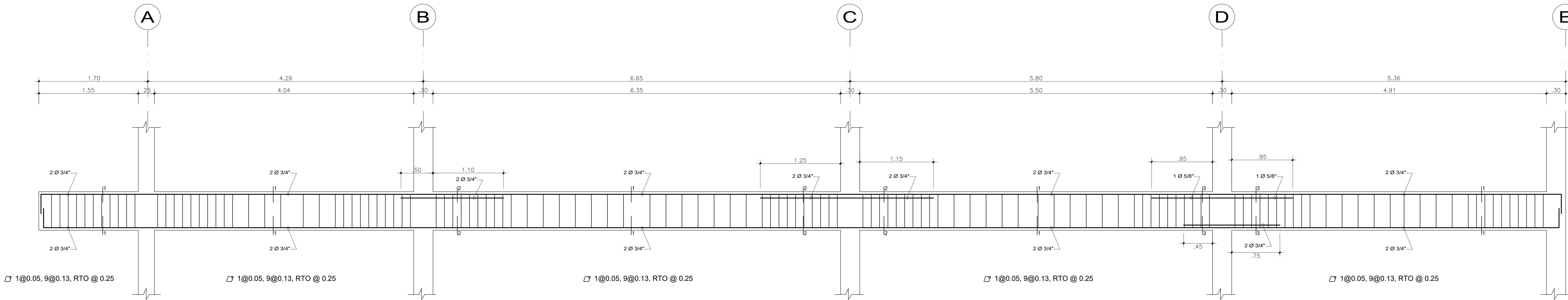




VIGA - 106 (0.30 x 0.60)
SEMISÓTANO
EJE 1 - 1
ESCALA : 1/25

SECCIÓN	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6
REFUERZO	4 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	4 Ø 3/4"	6 Ø 3/4"	6 Ø 3/4"	5 Ø 3/4"	6 Ø 3/4"
	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25

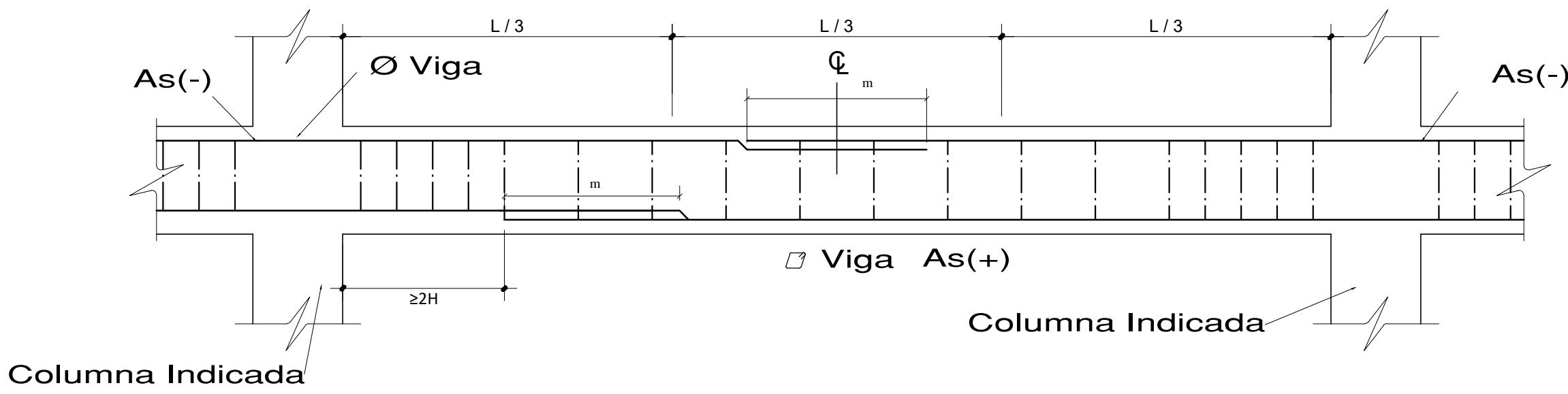


VIGA - 107 (0.30 x 0.60)
SEMISÓTANO
EJE 2 - 2
ESCALA : 1/25

SECCIÓN	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3
REFUERZO	4 Ø 3/4"	6 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"
	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25

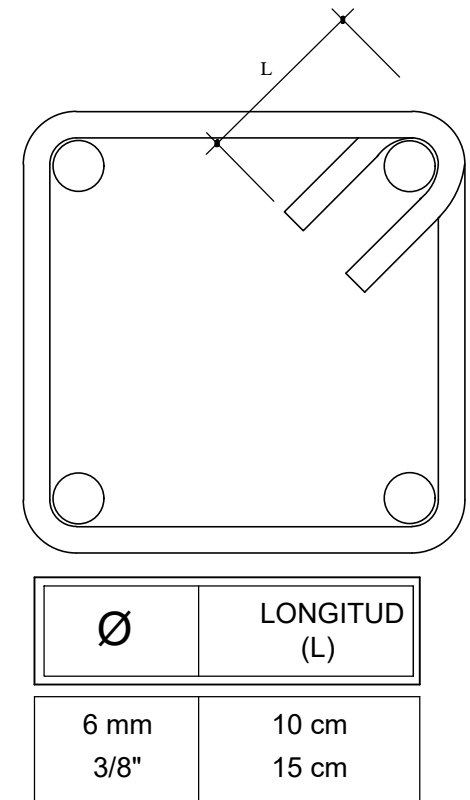
ESCALA 1/25

TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS
ESC.: 1/25



Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.



DETALLE DE ESTRIBOS



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:

ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESIS:

OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS MEDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA

TESISTA:

OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN:

PIURA

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

VIGAS

ESCALA:

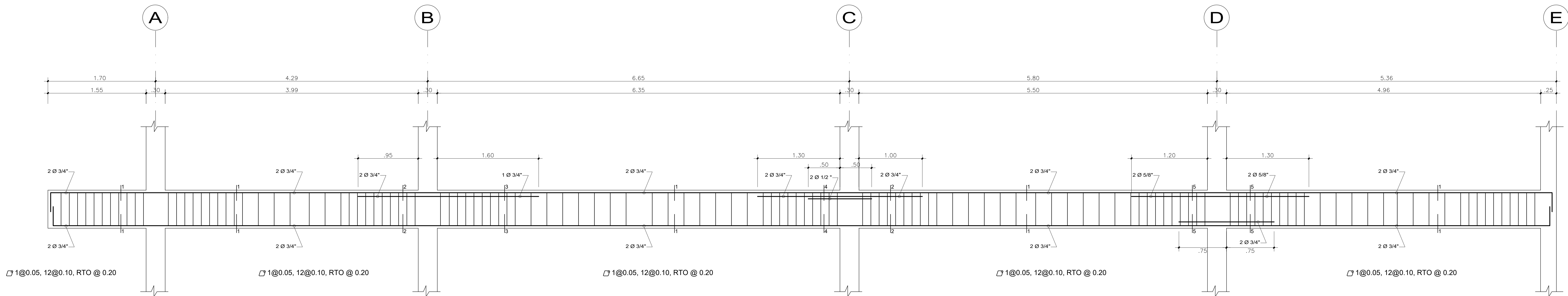
INDICADA

FECHA:

NOVIEMBRE 2020

N° DE LAMINA:

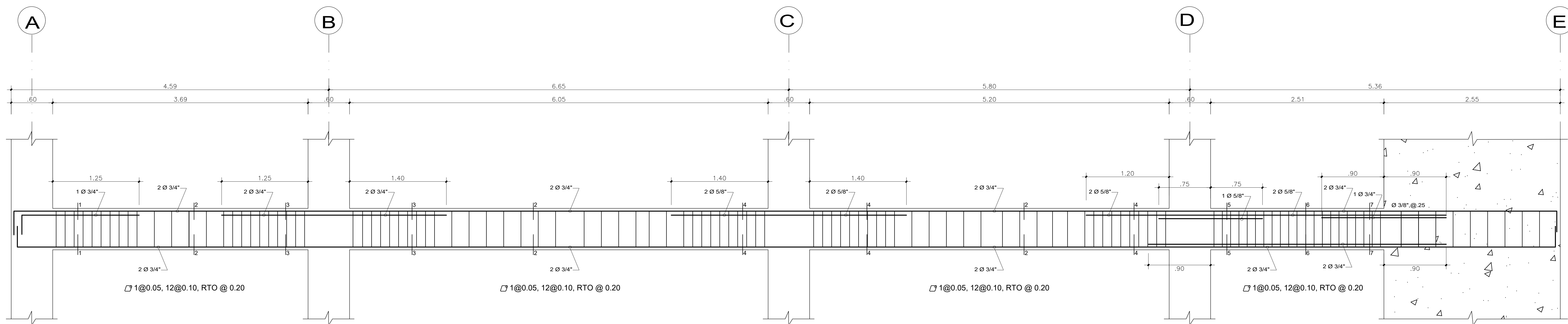
E-07



VIGA - 108 (0.30 x 0.60)
SEMISÓTANO
EJE 3 - 3
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5
SECCION	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	4 Ø 3/4"	6 Ø 3/4"	5 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 1/2"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"
	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25



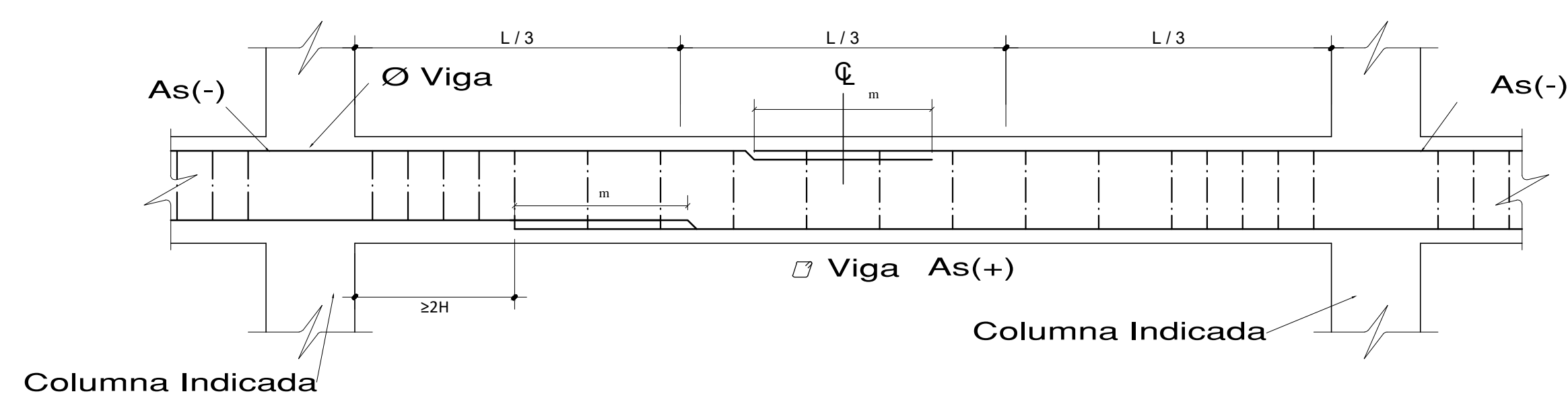
VIGA - 109 (0.30 x 0.60)
SEMISÓTANO
EJE 4 - 4
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6	SECCIÓN 7-7
SECCION	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	5 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	6 Ø 3/4"	4 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	7 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"
	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 1Ø0.13, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25

TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS

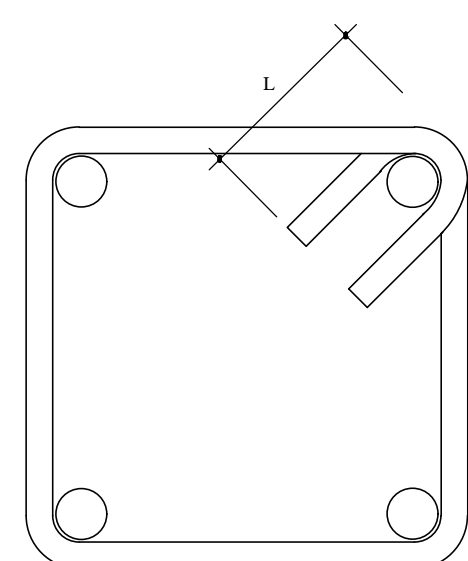
ESC.: 1/25




Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

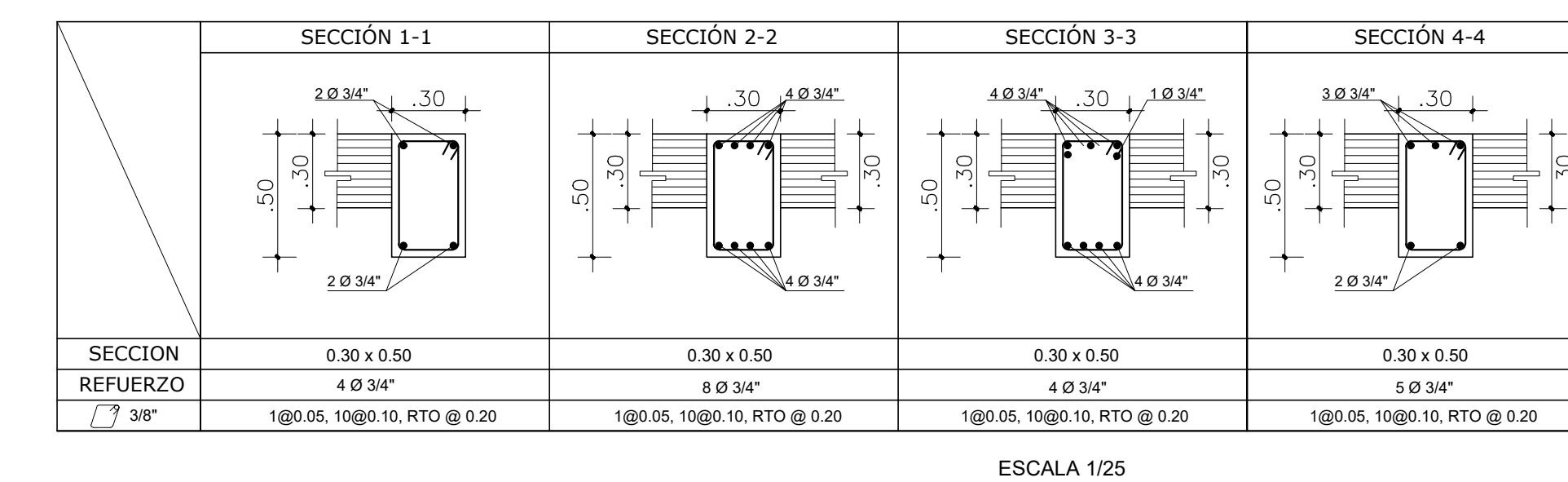
NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES

- 1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
- 2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
- 3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.



DETALLE DE ESTRIBOS

 "UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"	
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL	
ASESOR:	ING. CARMEN CHILON MUÑOZ
TESISTA:	OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA
UBICACIÓN:	PIURA
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
PLANO:	VIGAS
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	NOVIEMBRE 2020
N° DE LAMINA:	E-08



Structural drawing of a continuous beam with four supports, labeled 1, 2, 3, and 4. The drawing shows the top and bottom reinforcement details and dimensions.

Dimensions:

- Span 1-2: 4.95 (top), 4.25 (bottom)
- Span 2-3: 4.57 (top), 3.97 (bottom)
- Span 3-4: 5.38 (top), 4.68 (bottom)
- End overhangs: .40 on both ends

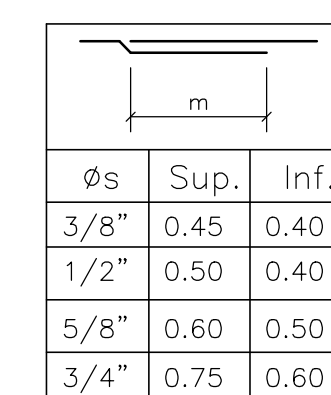
Reinforcement Details:

- Top Reinforcement:** 2 Ø 3/4" (indicated in all spans).
- Bottom Reinforcement:** 1 Ø 5/8" (Span 1-2), 1 Ø 12" (Span 3-4).
- Stirrups:** 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, RTO @ 0.20 (indicated in all spans).

Notes:

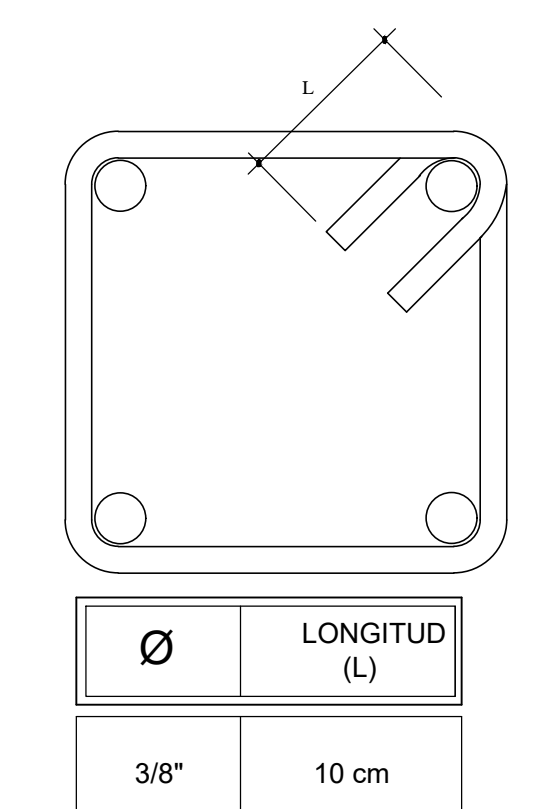
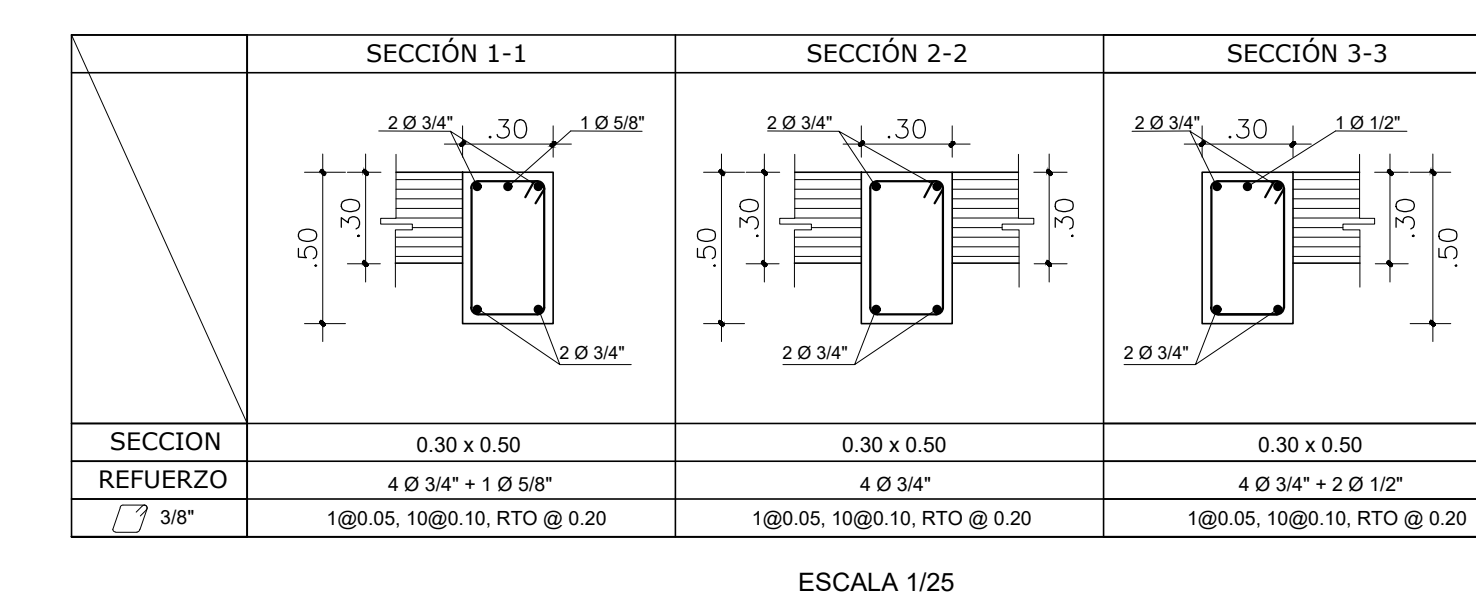
- VER DETALLE (Check detail) - indicated near the end overhangs.
- VIGA 100 (0.00 - 0.50) - indicated below the beam.

TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS

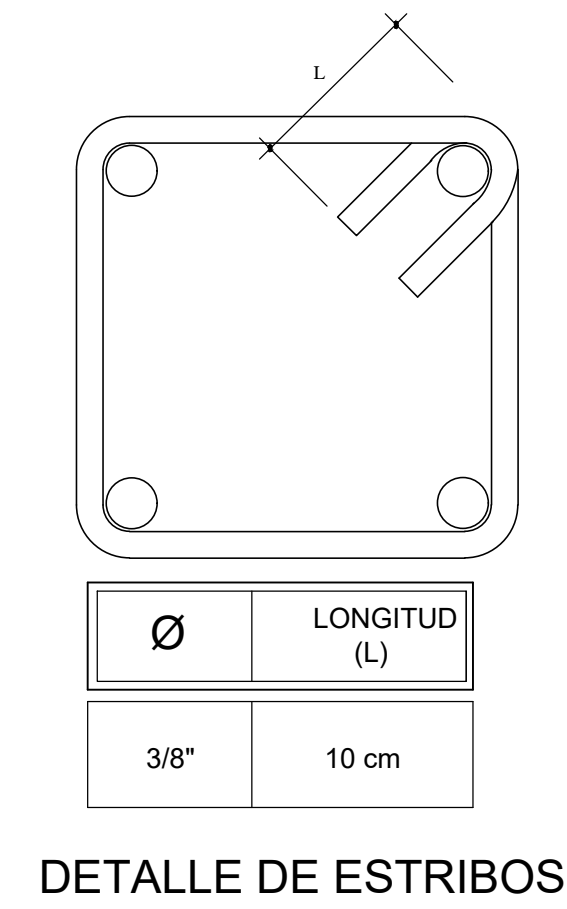
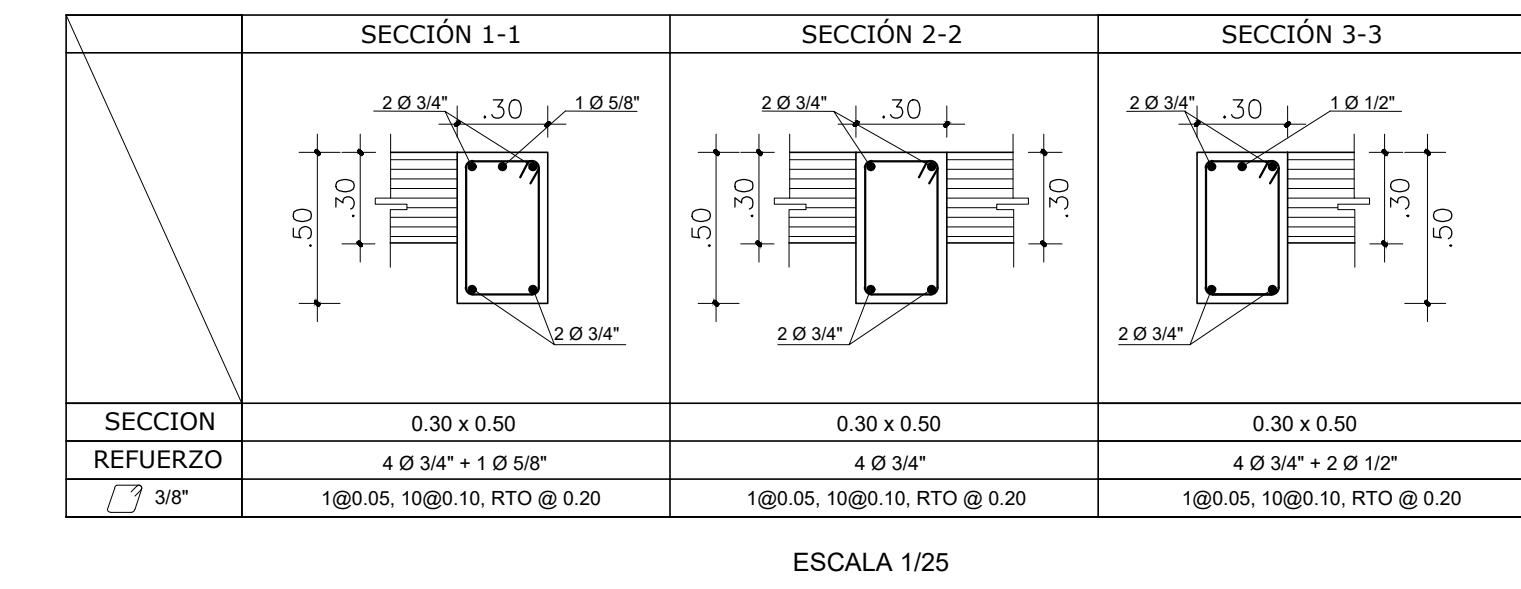
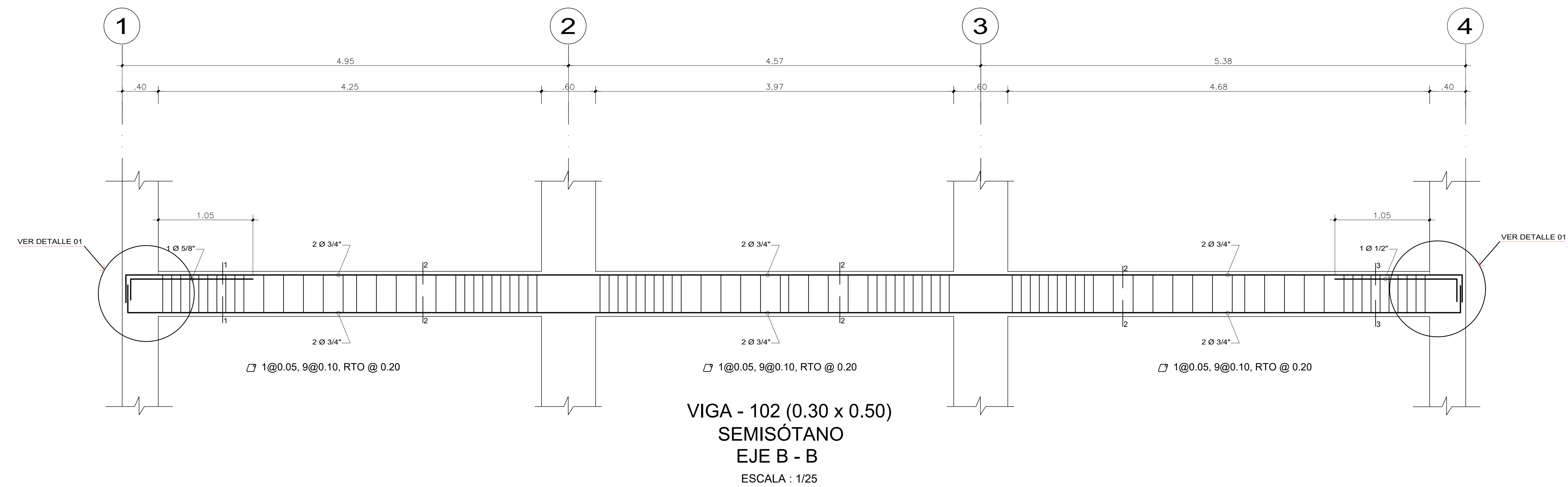


DETALLE 01

Ø	ldg	0.8*ldg
3/8"	0.20	0.16
1/2"	0.30	0.25
5/8"	0.35	0.30
3/4"	0.40	0.32
1"	0.50	0.40

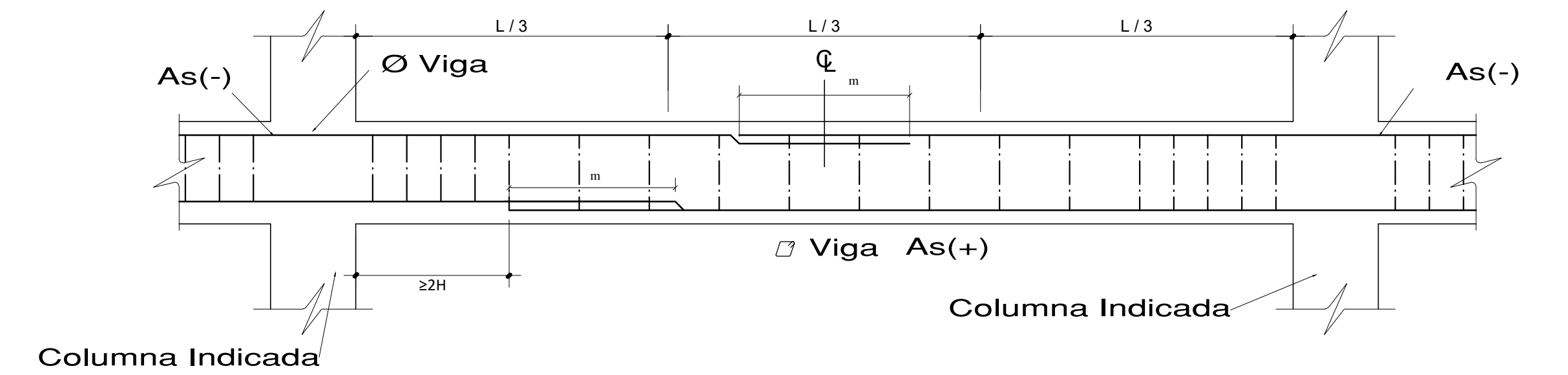


DETALLE DE ESTRIBOS



TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS

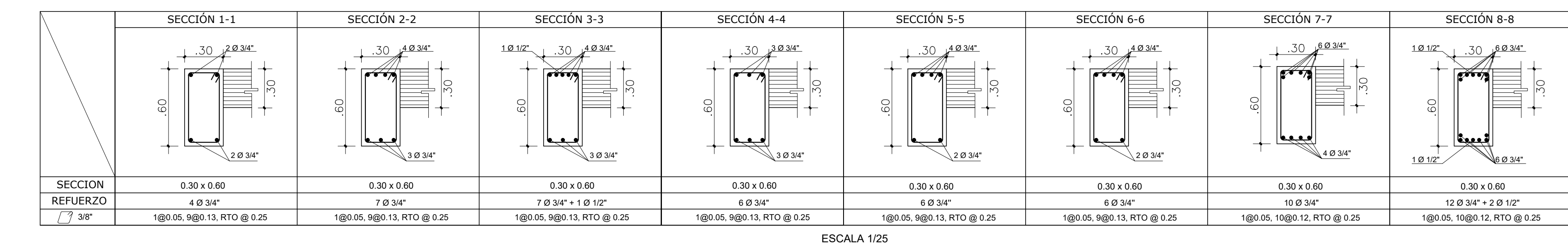
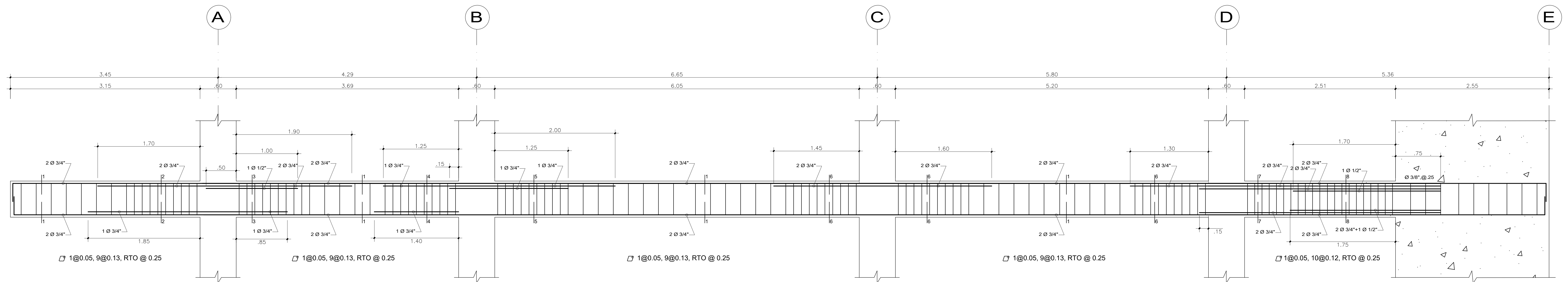
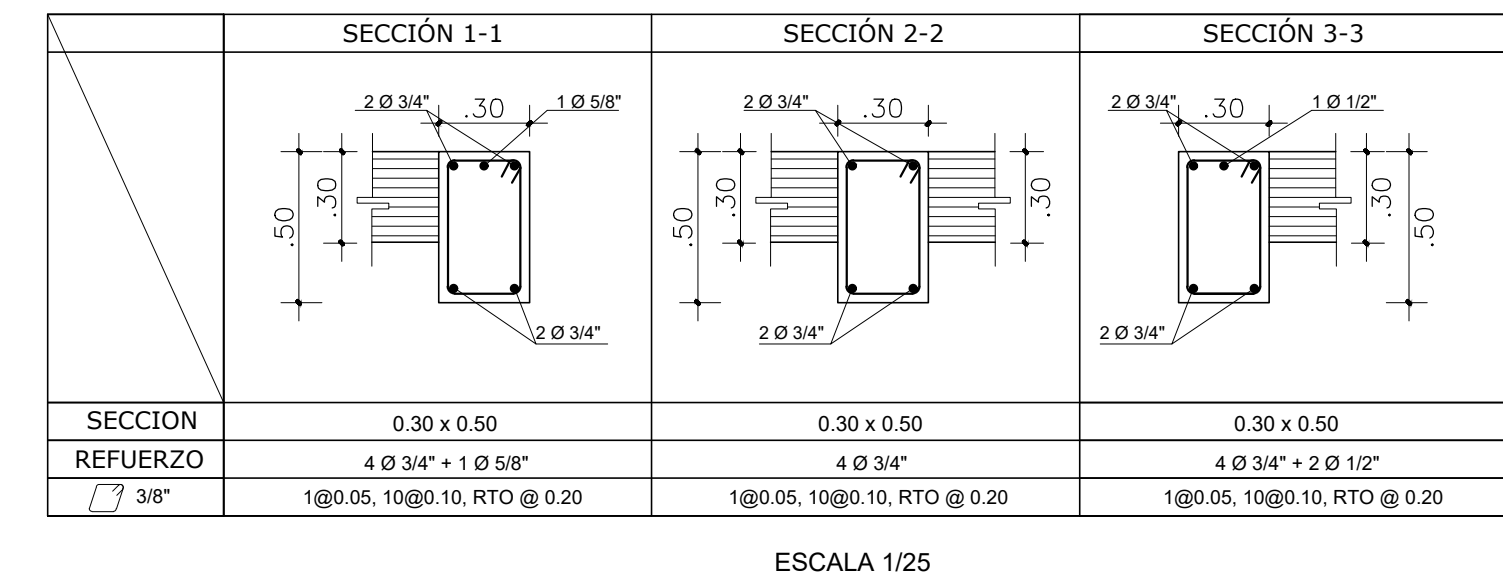
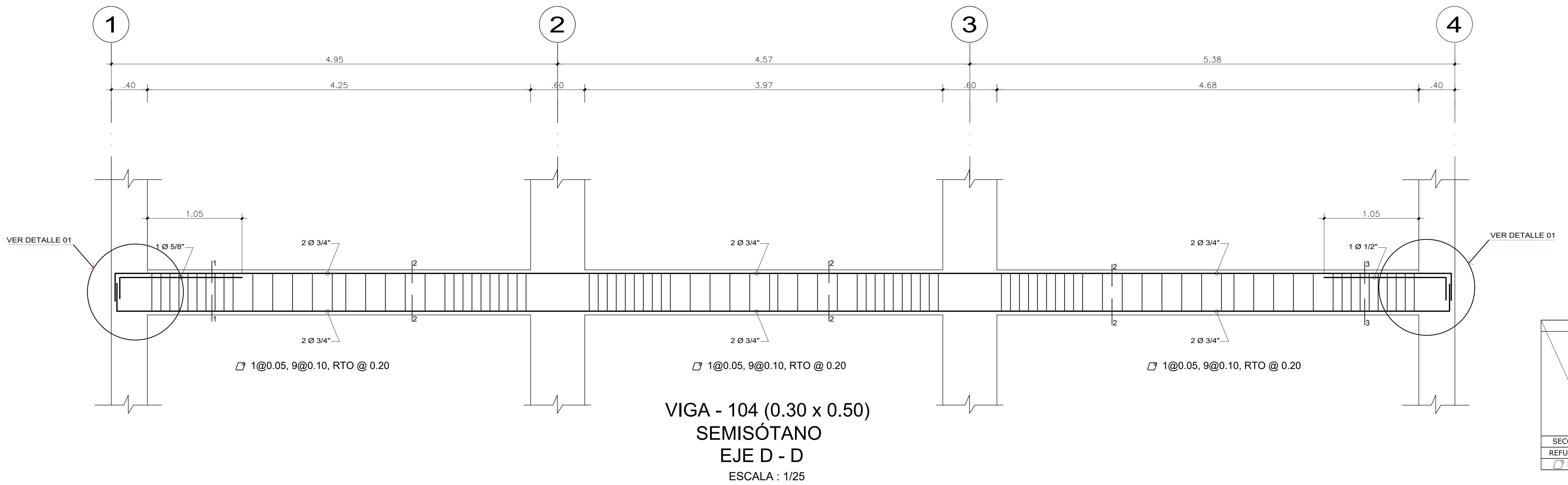
ESC.: 1/25



Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES

- 1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
- 2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
- 3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.

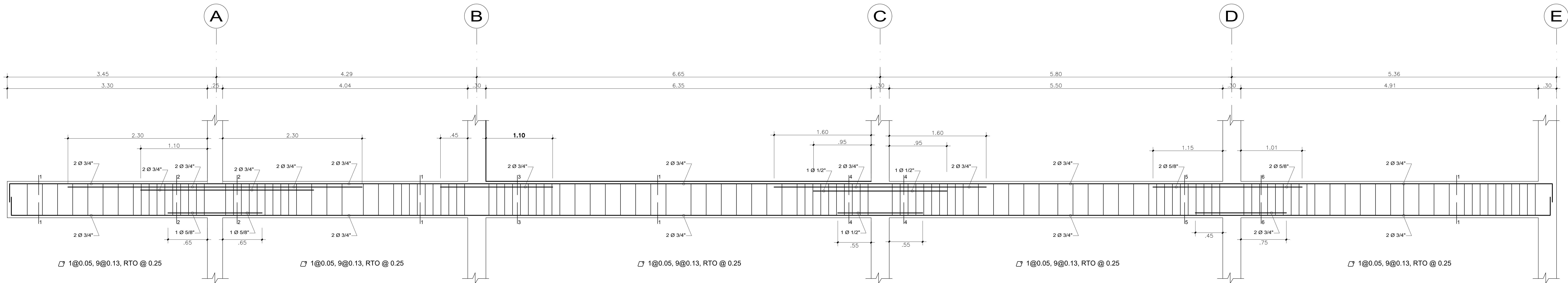


VIGA - 206 (0.30 x 0.60) PRIMER NIVEL EJE 1 - 1 ESCALA : 1/25



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

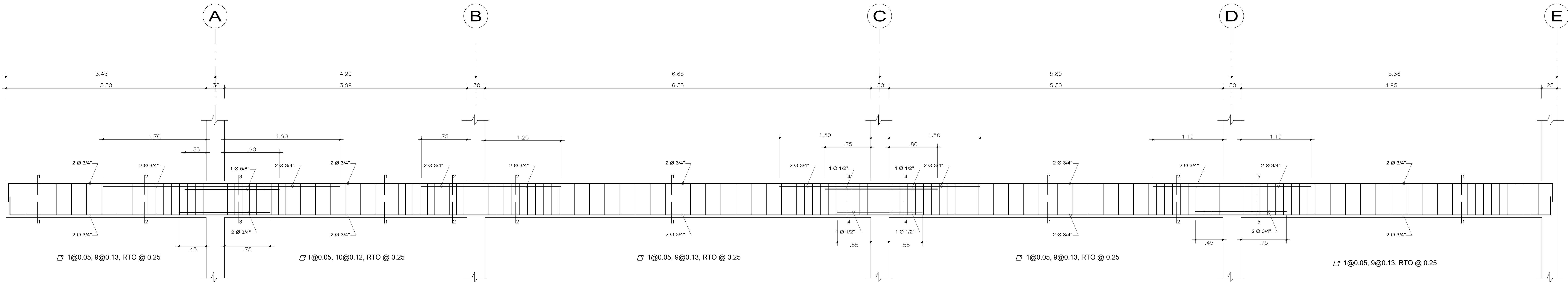
ASESOR: ING. CARMEN CHILON MUÑOZ	TESISTA: OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA	N° DE LAMINA:
TESIS: OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS MEDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA	UBICACIÓN: PIURA	E-10
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
	PLANO: VIGAS	
	ESCALA: INDICADA	



VIGA - 207 (0.30 x 0.60)
PRIMER NIVEL
EJE 2 - 2
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6
SECCION	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	4 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"	6 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 1/2"	4 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	10 Ø 3/4"
7/8" 3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25

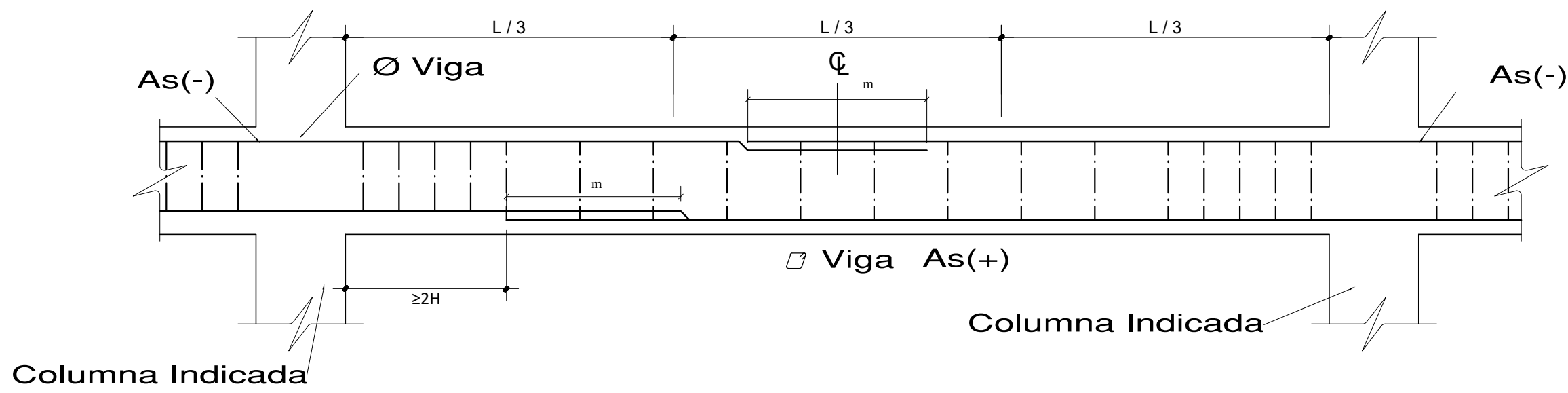


VIGA - 208 (0.30 x 0.60)
PRIMER NIVEL
EJE 3 - 3
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5
SECCION	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	4 Ø 3/4"	8 Ø 3/4"	8 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 1/2"	8 Ø 3/4"
7/8" 3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25

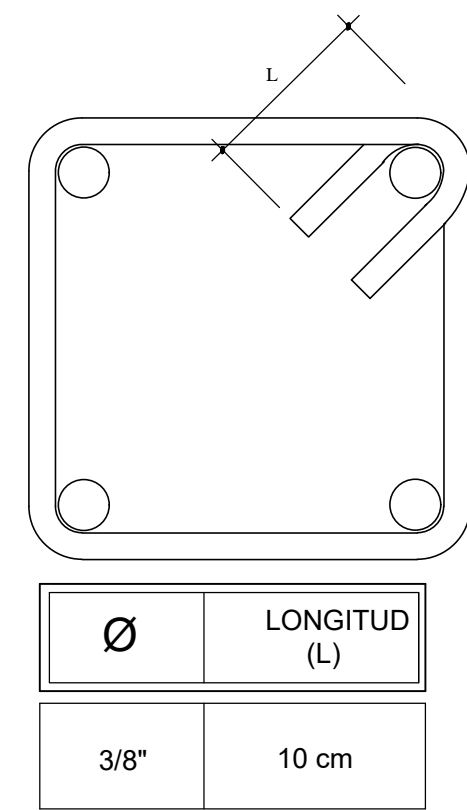
ESCALA 1/25

TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS
ESC.: 1/25



Ø s	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.



DETALLE DE ESTRIBOS



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:

ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESIS:

OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS MEDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA

TESISTA:

OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN:

PIURA

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

VIGAS

ESCALA:

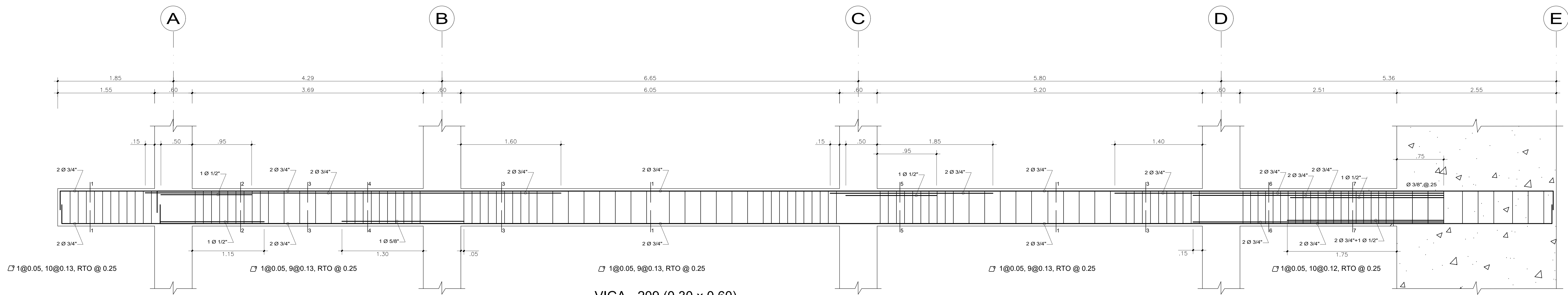
INDICADA

FECHA:

NOVIEMBRE 2020

N° DE LAMINA:

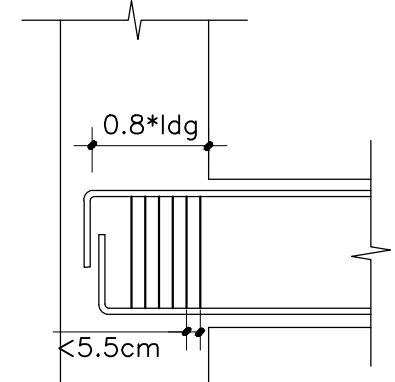
E-11



VIGA - 209 (0.30 x 0.60)
PRIMER NIVEL
EJE 4 - 4
ESCALA : 1/25

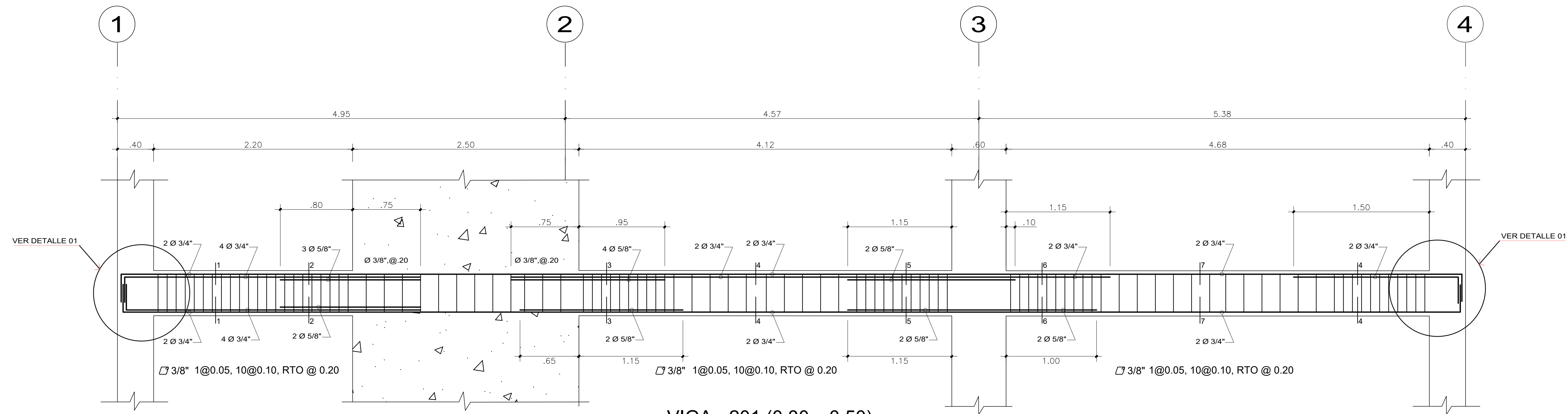
	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6	SECCIÓN 7-7	SECCIÓN 8-8
SECCION	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	4 Ø 3/4"	7 Ø 3/4"	7 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	6 Ø 3/4"	6 Ø 3/4"	6 Ø 3/4"	10 Ø 3/4"	12 Ø 3/4" + 2 Ø 1/2"
Ø 3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 10Ø0.12, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 10Ø0.12, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25



DETALLE 01

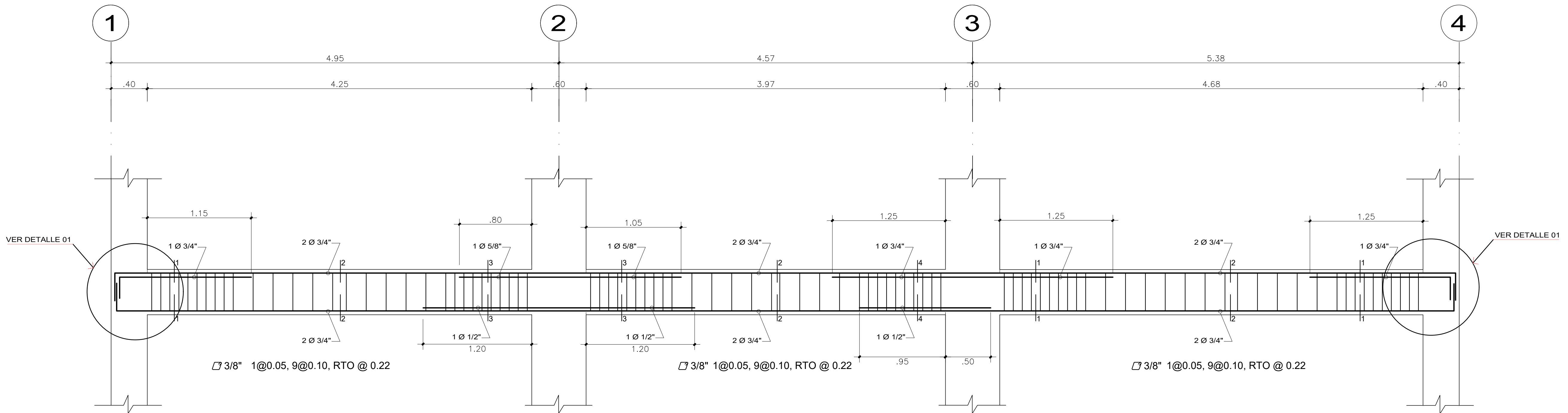
Ø	ldg	0.8*ldg
3/8"	0.20	0.16
1/2"	0.30	0.25
5/8"	0.35	0.30
3/4"	0.40	0.32
1"	0.50	0.40



VIGA - 201 (0.30 x 0.50)
PRIMER NIVEL
EJE A - A
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6	SECCIÓN 7-7
SECCION	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50
REFUERZO	4 Ø 3/4"	12 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	6 Ø 3/4" + 6 Ø 5/8"	6 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"	6 Ø 3/4" + 6 Ø 5/8"	8 Ø 3/4" + 6 Ø 5/8"
Ø 3/8"	1Ø0.05, 10Ø0.10, RTO @ 0.20	1Ø0.05, 10Ø0.10, RTO @ 0.20	1Ø0.05, 10Ø0.10, RTO @ 0.20	1Ø0.05, 10Ø0.10, RTO @ 0.20	1Ø0.05, 10Ø0.10, RTO @ 0.20	1Ø0.05, 10Ø0.10, RTO @ 0.20	1Ø0.05, 10Ø0.10, RTO @ 0.20


ESCALA 1/25



VIGA - 202 (0.30 x 0.50)
PRIMER NIVEL
EJE B - B
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4
SECCION	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50
REFUERZO	4 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	4 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	5 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"
Ø 3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.10, RTO @ 0.22	1Ø0.05, 9Ø0.10, RTO @ 0.22	1Ø0.05, 9Ø0.10, RTO @ 0.22	1Ø0.05, 9Ø0.10, RTO @ 0.22

ESCALA 1/25

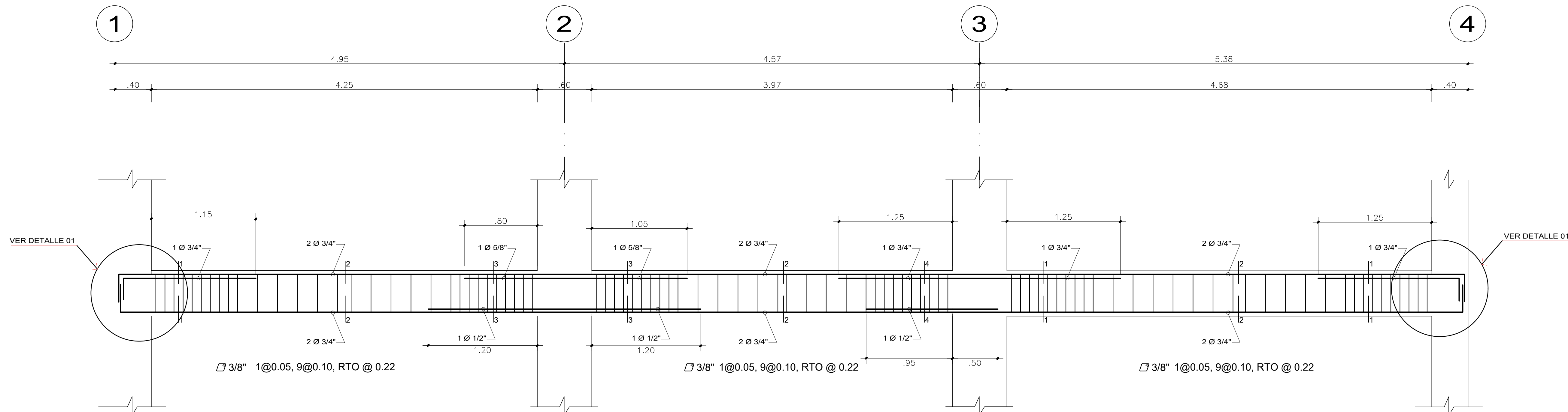


"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:	ING. CARMEN CHILON MUÑOZ	TESISTA:	OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA	N° DE LAMINA:
UBICACIÓN:	PIURA	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	E-12
PIANO:	VIGAS	ESCALA:	INDICADA	
FECHA:	NOVIEMBRE 2020			

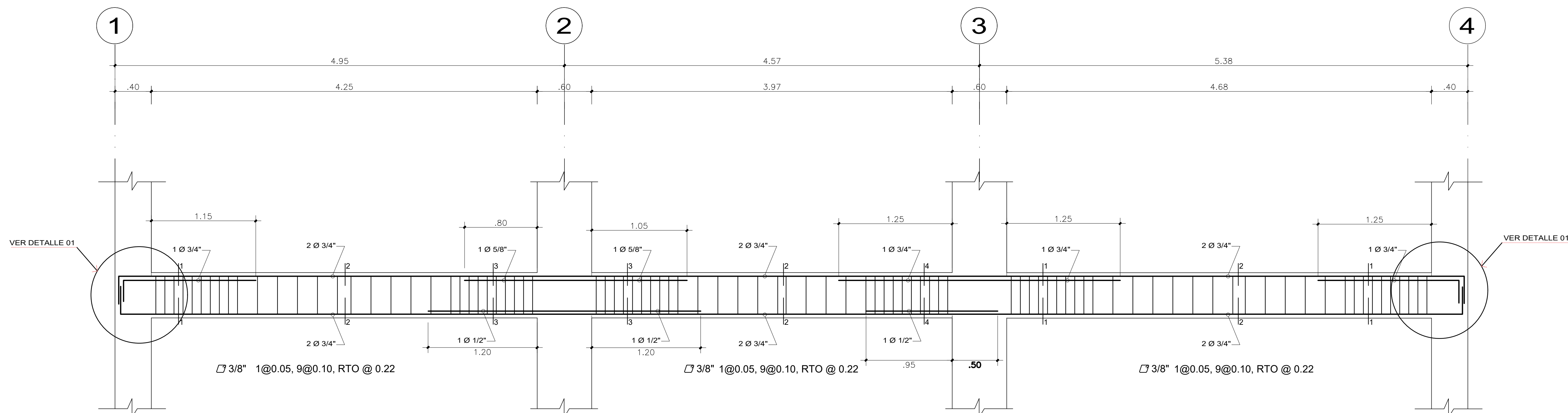
OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS MEDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA



	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4
SECCION	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50
REFUERZO	5 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	4 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	5 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"
Ø 3/8"	1Ø@0.05, 9Ø@0.10, RTO @ 0.22	1Ø@0.05, 9Ø@0.10, RTO @ 0.22	1Ø@0.05, 9Ø@0.10, RTO @ 0.22	1Ø@0.05, 9Ø@0.10, RTO @ 0.22

ESCALA 1/25

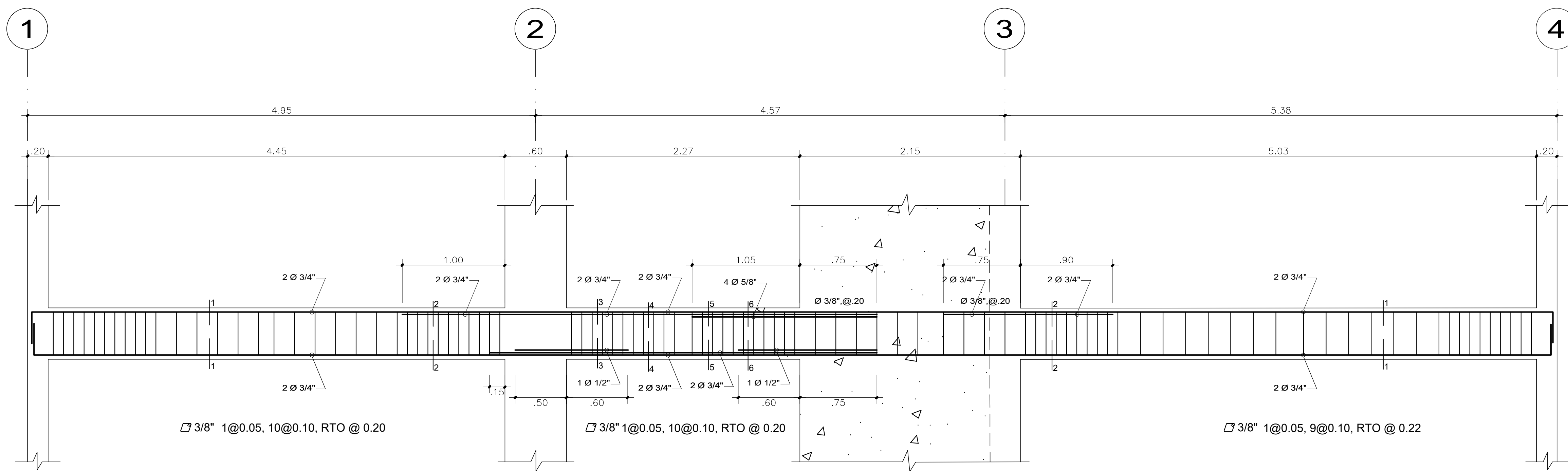
VIGA - 203 (0.30 x 0.50)
PRIMER NIVEL
EJE C - C
ESCALA : 1/25



	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4
SECCION	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50
REFUERZO	5 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	4 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	5 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"
Ø 3/8"	1Ø@0.05, 9Ø@0.10, RTO @ 0.22	1Ø@0.05, 9Ø@0.10, RTO @ 0.22	1Ø@0.05, 9Ø@0.10, RTO @ 0.22	1Ø@0.05, 9Ø@0.10, RTO @ 0.22

ESCALA 1/25

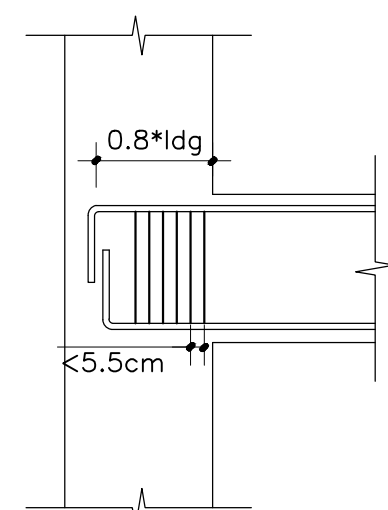
VIGA - 204 (0.30 x 0.50)
PRIMER NIVEL
EJE D - D
ESCALA : 1/25



VIGA - 205 (0.30 x 0.50)
PRIMER NIVEL
EJE E - E
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6
SECCION	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50
REFUERZO	6 Ø 3/4" + 6 Ø 5/8"	6 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	6 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"	6 Ø 3/4" + 6 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"
Ø 3/8"	1Ø@0.05, 10Ø@0.10, RTO @ 0.20	1Ø@0.05, 10Ø@0.10, RTO @ 0.20	1Ø@0.05, 10Ø@0.10, RTO @ 0.20	1Ø@0.05, 10Ø@0.10, RTO @ 0.20	1Ø@0.05, 10Ø@0.10, RTO @ 0.20	1Ø@0.05, 10Ø@0.10, RTO @ 0.20

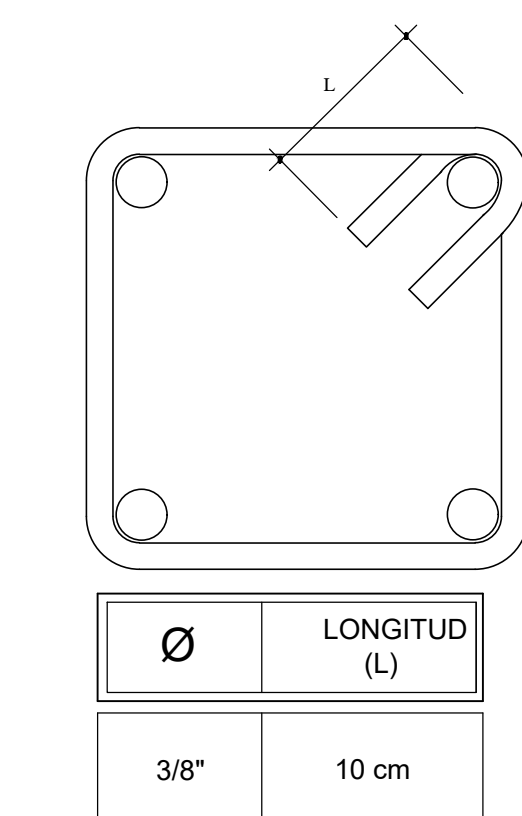
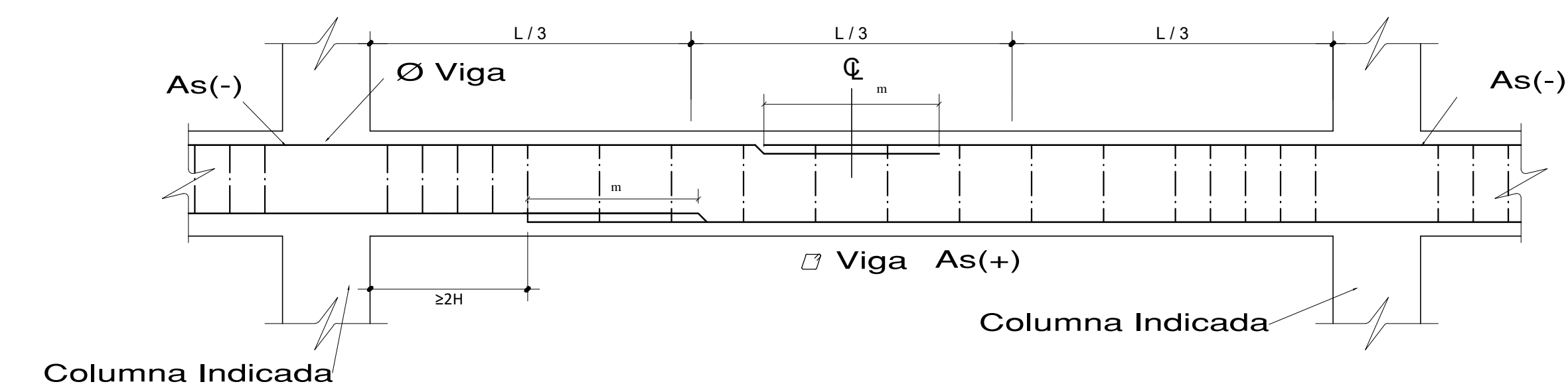
ESCALA 1/25



DETALLE 01

Ø	ldg	0.8*ldg
3/8"	0.20	0.16
1/2"	0.30	0.25
5/8"	0.35	0.30
3/4"	0.40	0.32
1"	0.50	0.40

TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS ESC.: 1/25



DETALLE DE ESTRIBOS

Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:
ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESIS:
OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN:
PIURA

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

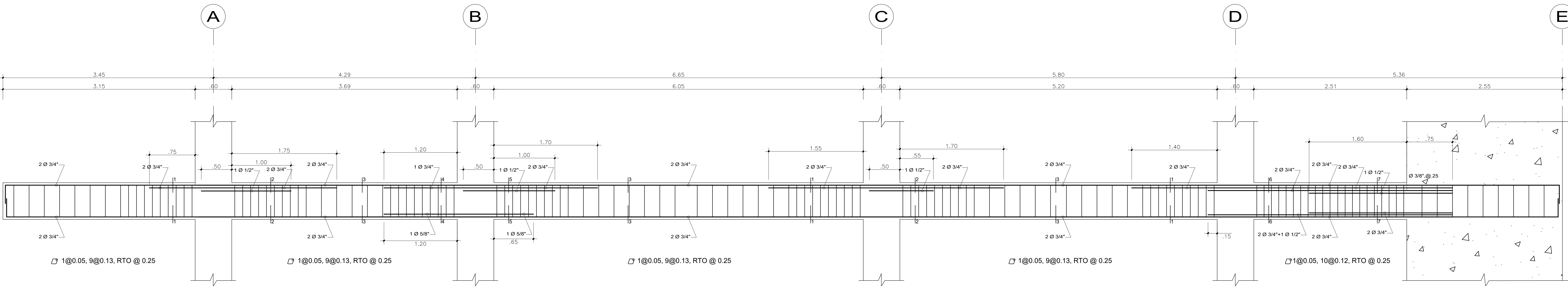
PLANO:
VIGAS

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
NOVIEMBRE 2020

N° DE LAMINA:

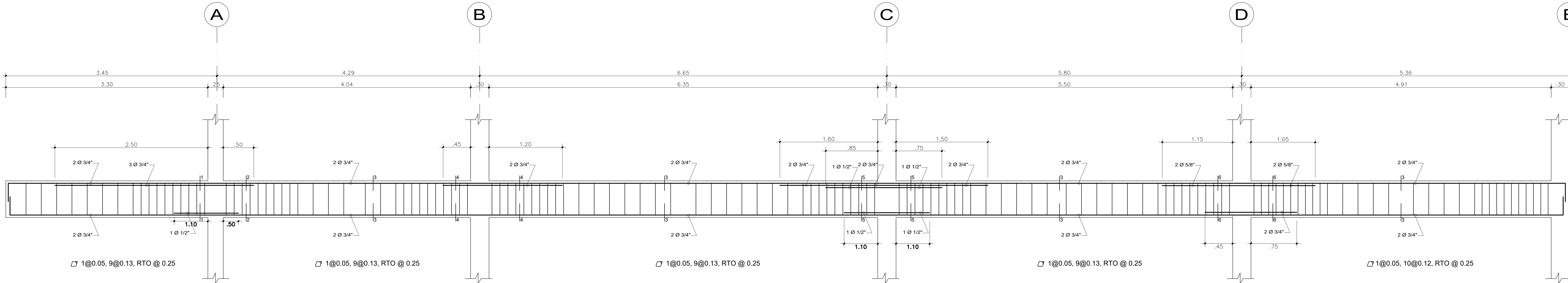
E-13



VIGA - 306 (0.30 x 0.60)
SEGUNDO NIVEL
EJE 1 - 1
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6	SECCIÓN 7-7
SECCION							
REFUERZO	0.30 x 0.60 6 Ø 3/4"	0.30 x 0.60 6 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	0.30 x 0.60 4 Ø 3/4"	0.30 x 0.60 6 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"	0.30 x 0.60 6 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	0.30 x 0.60 10 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	0.30 x 0.60 12 Ø 3/4" + 2 Ø 1/2"
REFUERZO	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 10 Ø 0.12, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25

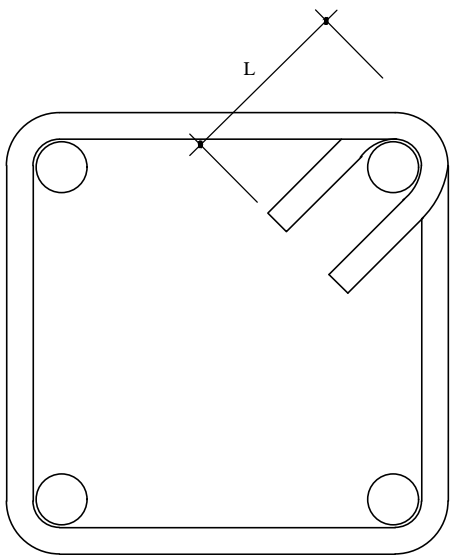
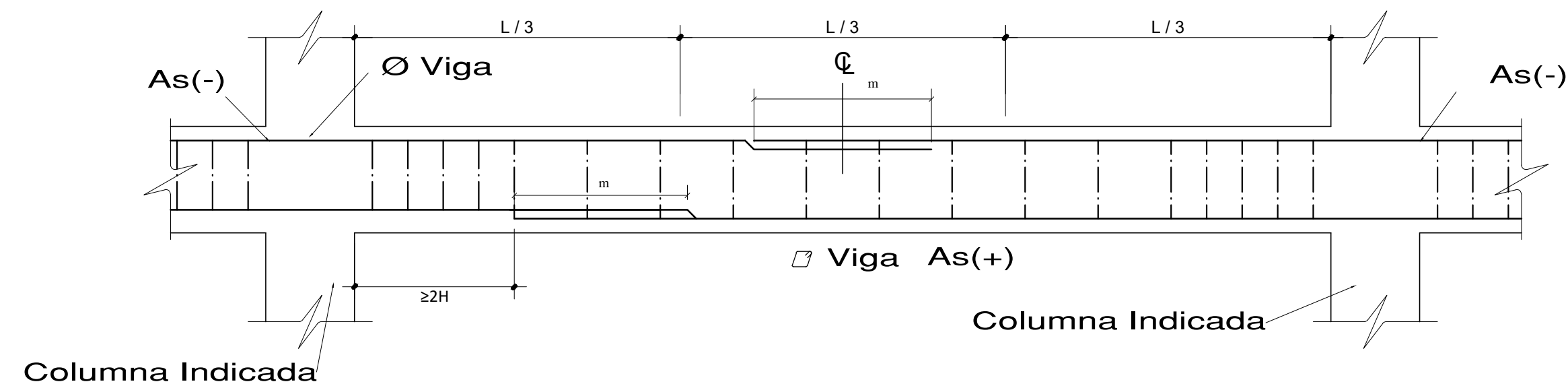


VIGA - 307 (0.30 x 0.60)
SEGUNDO NIVEL
EJE 2 - 2
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6
SECCION						
REFUERZO	0.30 x 0.60 7 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	0.30 x 0.60 7 Ø 3/4"	0.30 x 0.60 4 Ø 3/4"	0.30 x 0.60 6 Ø 3/4"	0.30 x 0.60 6 Ø 3/4" + 2 Ø 1/2"	0.30 x 0.60 8 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"
REFUERZO	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25	1 Ø 0.05, 9 Ø 0.13, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25

TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS
ESC.: 1/25



Ø	LONGITUD (L)
3/8"	10 cm

DETALLE DE ESTRIBOS

Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR: ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESIS: OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN: PIURA

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

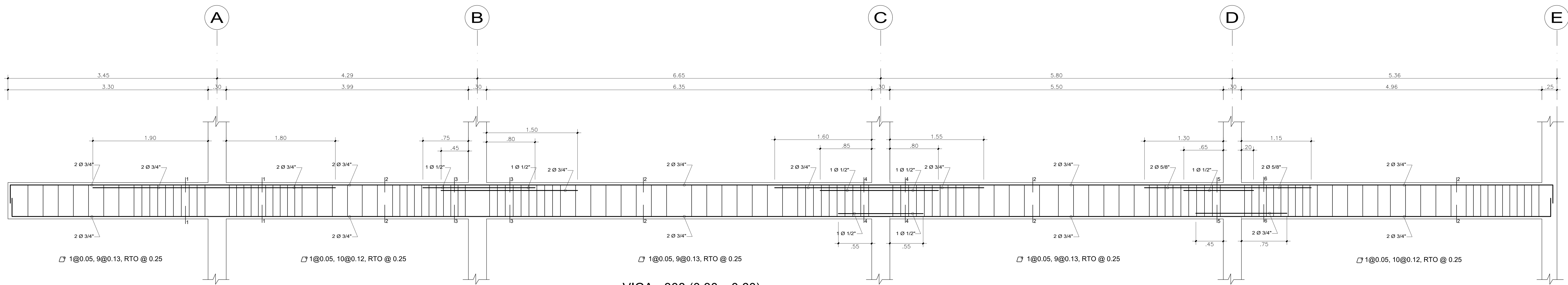
PLANO: VIGAS

ESCALA: INDICADA

FECHA: NOVIEMBRE 2020

N° DE LAMINA:

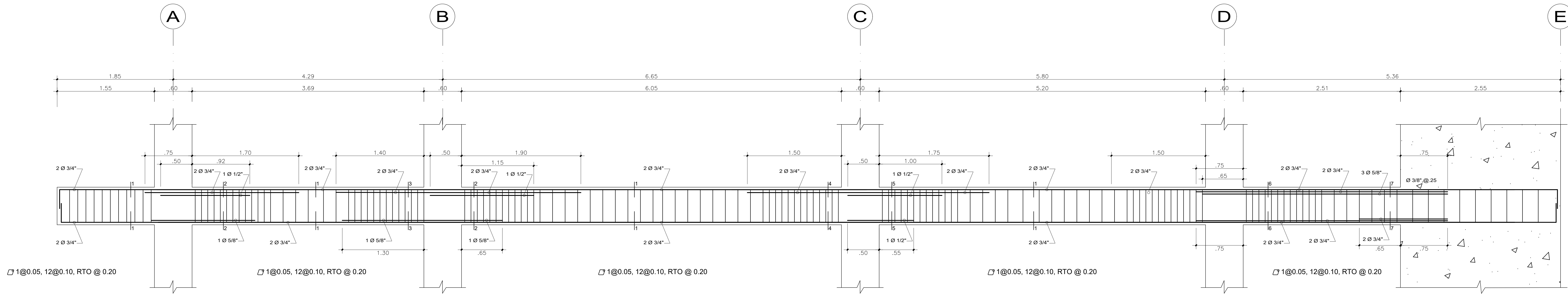
E-14



VIGA - 308 (0.30 x 0.60)
SEGUNDO NIVEL
EJE 3 - 3
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6
SECCION	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	6 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 1/2"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 1/2"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"
7/3 3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25



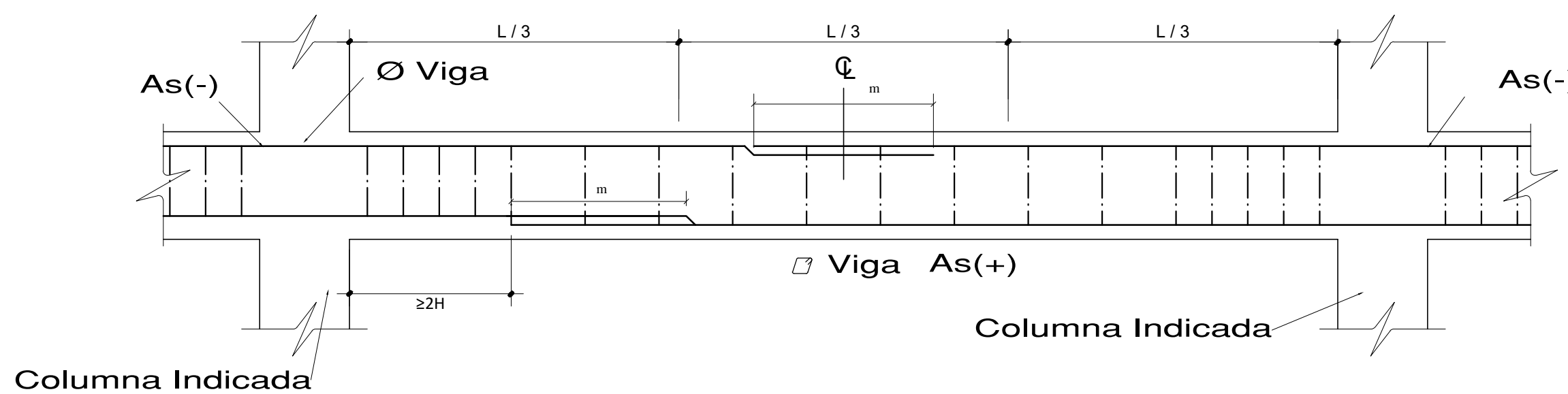
VIGA - 309 (0.30 x 0.60)
SEGUNDO NIVEL
EJE 4 - 4
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6	SECCIÓN 7-7
SECCION	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	4 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	6 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"	6 Ø 3/4"	8 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	8 Ø 3/4" + 3 Ø 5/8"	10 Ø 3/4" + 3 Ø 5/8"
7/3 3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 10Ø0.12, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 10Ø0.12, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25

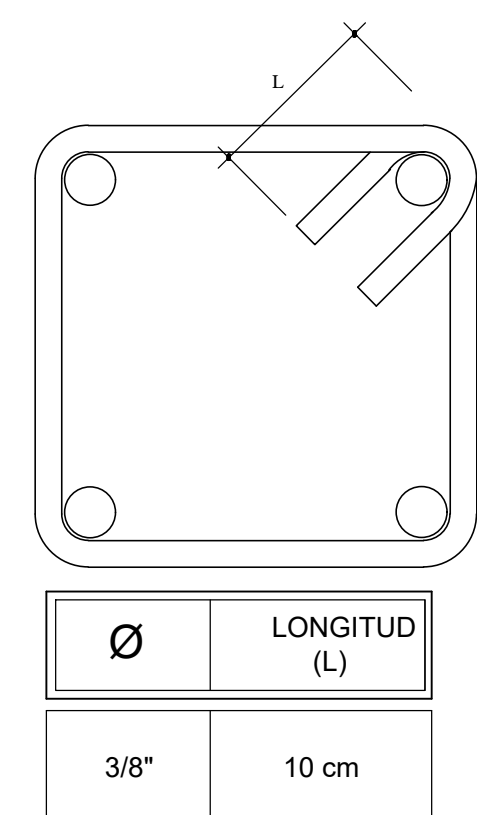
TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS

ESC.: 1/25



Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.



DETALLE DE ESTRIBOS



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:
ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESISTA:
OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN:
PIURA

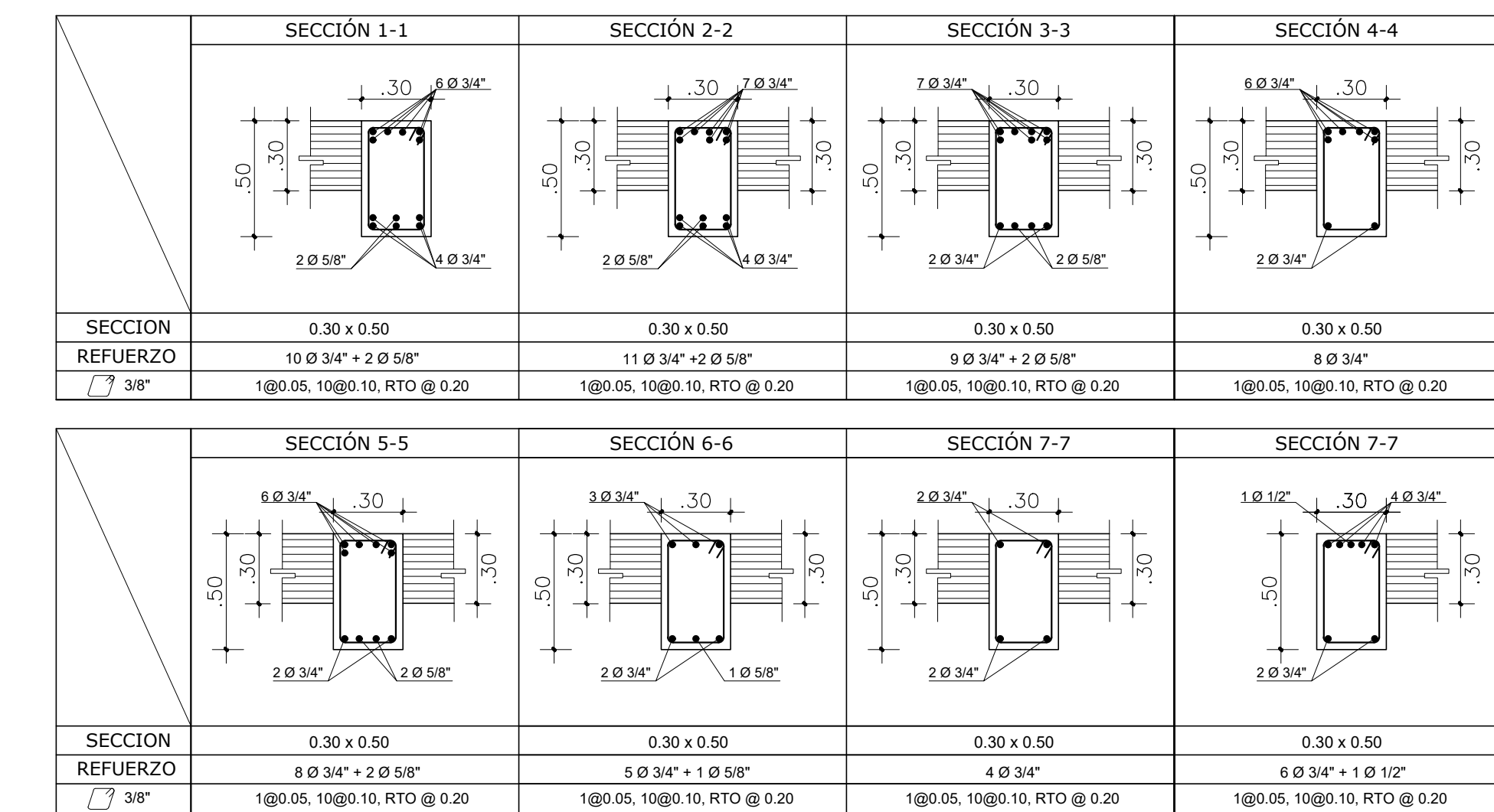
ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
VIGAS

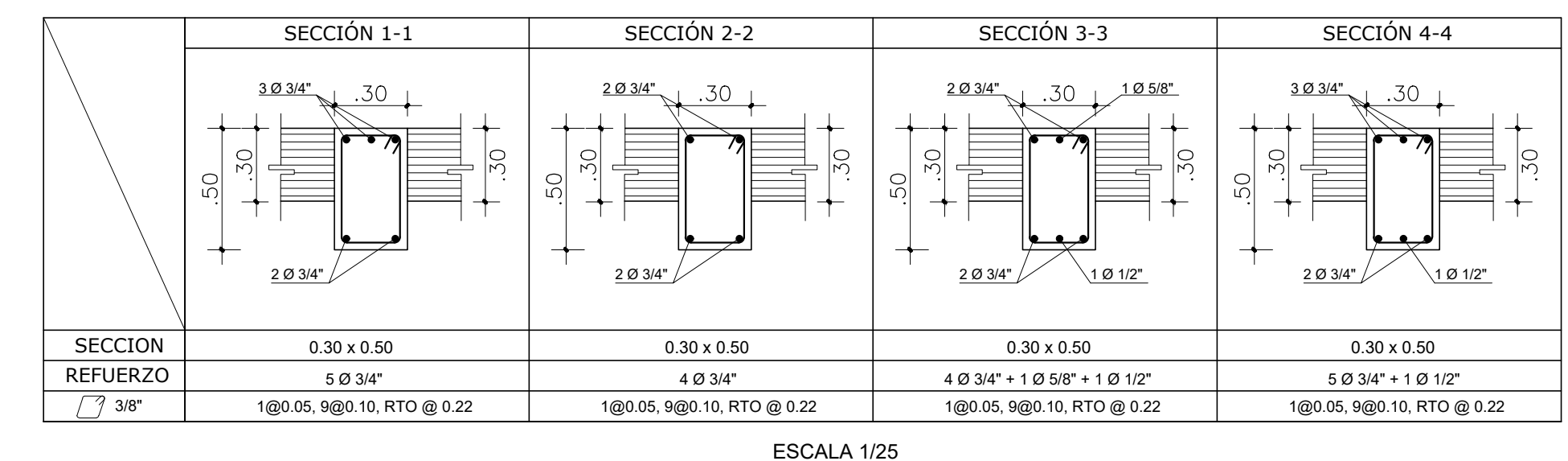
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
NOVIEMBRE 2020

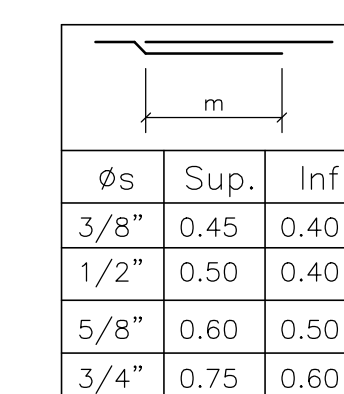
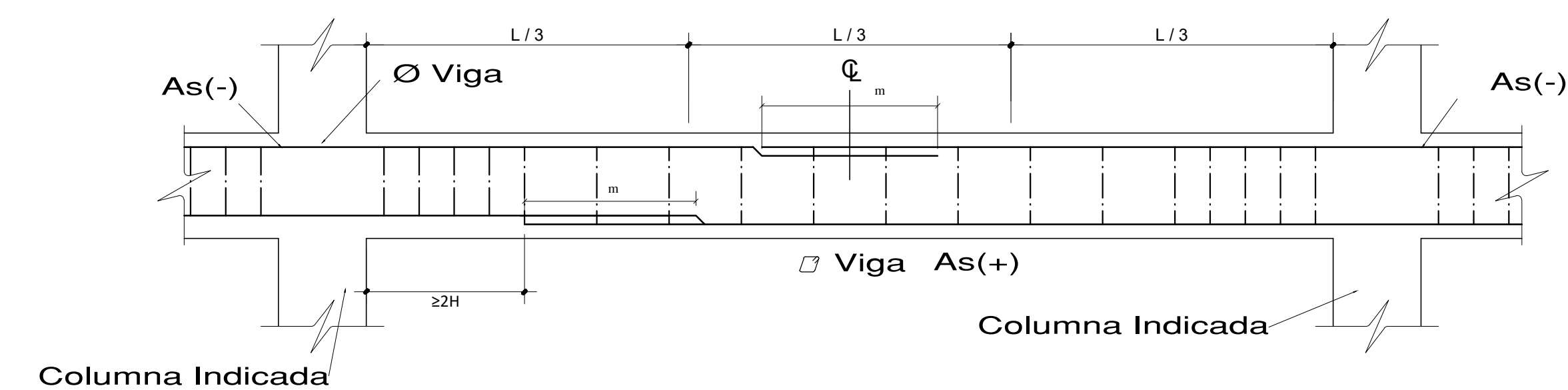
N° DE LAMINA:
E-15



ESCALA 1/25

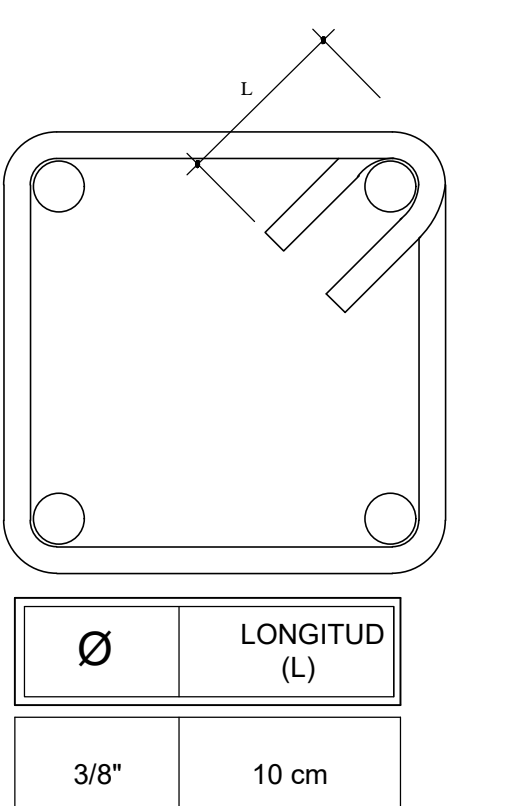


ESCALA 1/25



NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES

- 1.—ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
- 2.—ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
- 3.—ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.

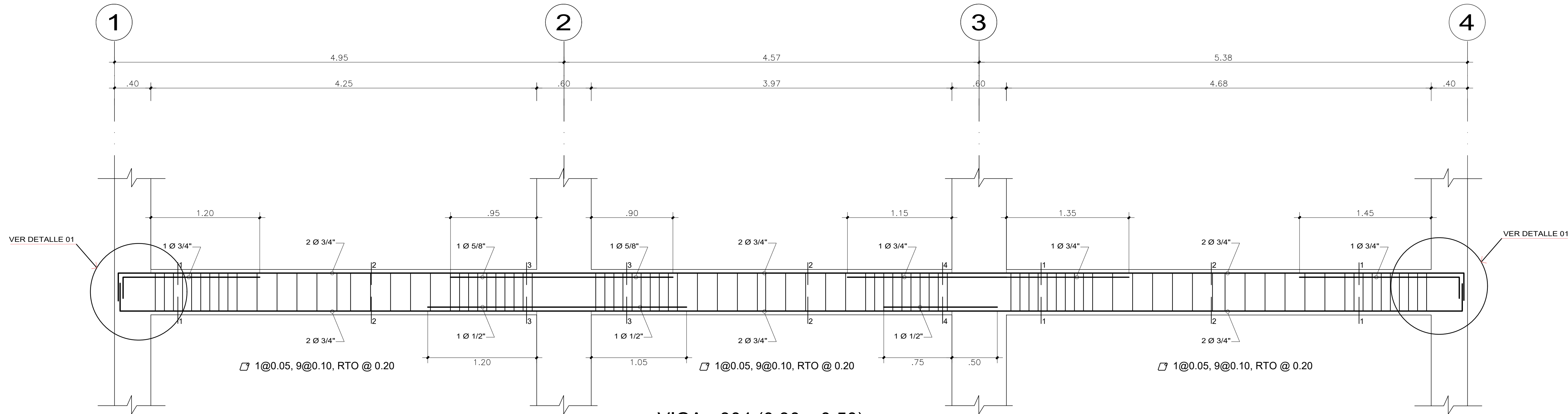


DETALLE DE ESTRIBOS

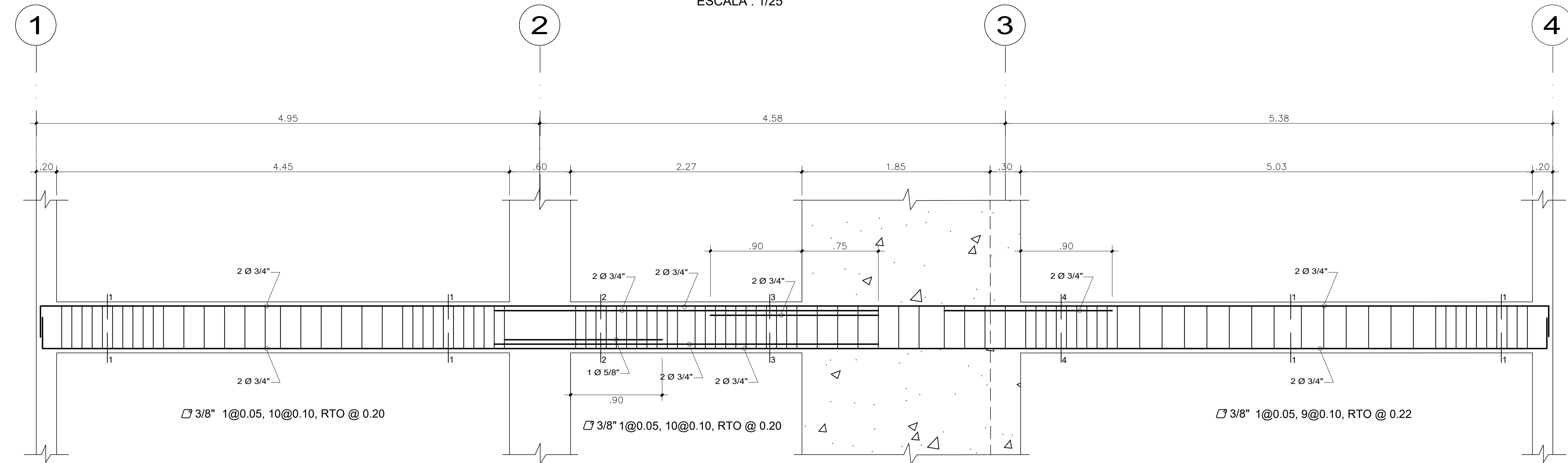
DETALLE 01

Ø	ldg	0.8*ldg
3/8"	0.20	0.16
1/2"	0.30	0.25
5/8"	0.35	0.30
3/4"	0.40	0.32
1"	0.50	0.40

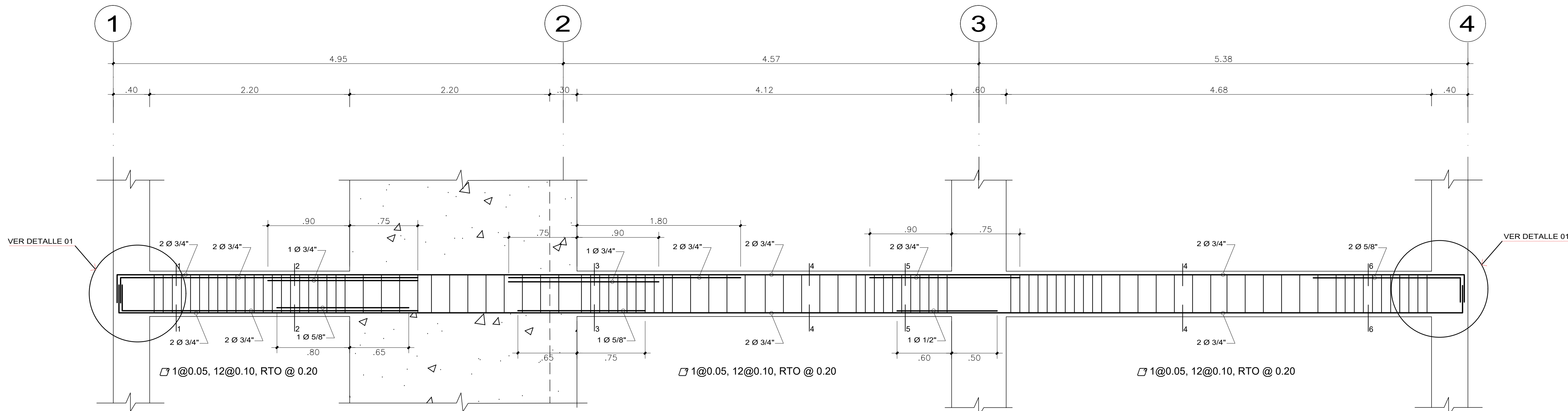
	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4
SECCIÓN	3.34 x 0.50	3.30 x 0.50	3.30 x 0.50	3.30 x 0.50
REFUERZO	16G10, 16G10, 16G10, RTO Ø 8 22	16G10, 16G10, 16G10, RTO Ø 8 22	16G10, 16G10, 16G10, RTO Ø 22	16G10, 16G10, 16G10, RTO Ø 22



VIGA - 304 (0.30 x 0.50)
SEGUNDO NIVEL
EJE D - D
ESCALA : 1/25



VIGA - 305 (0.30 x 0.50)
SEGUNDO NIVEL
EJE E - E
ESCALA : 1/25



VIGA - 401 (0.30 x 0.50)
TERCER NIVEL
EJE A - A
ESCALA : 1/25

SECCION	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4
REFUERZO	1Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"
REFUERZO	1Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"

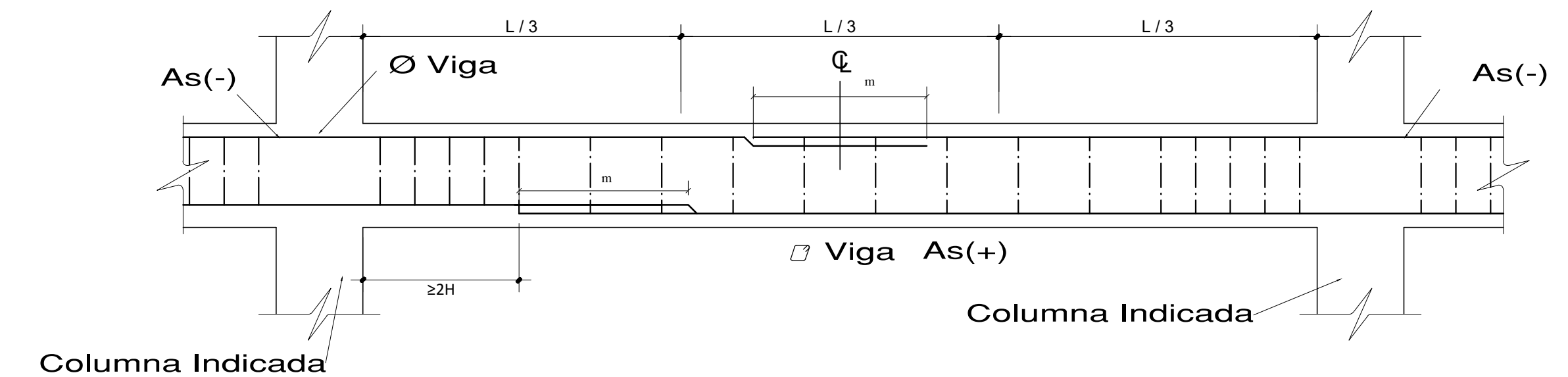
ESCALA 1/25

SECCION	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4
REFUERZO	1Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"
REFUERZO	1Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"

ESCALA 1/25

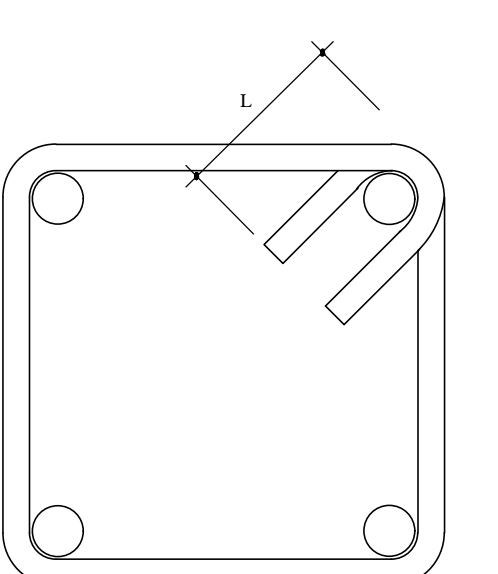
TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS

ESC.: 1/25



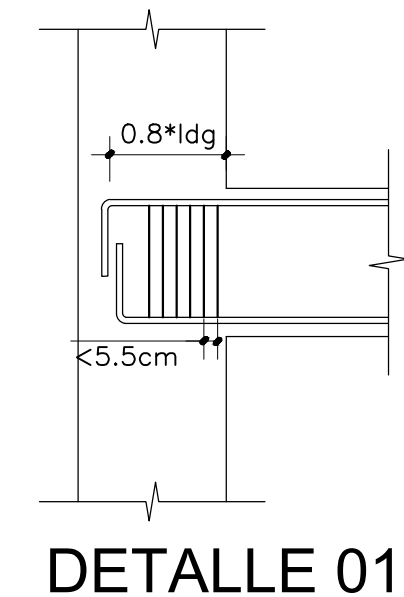
Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.



Ø	LONGITUD (L)
3/8"	10 cm


DETALLE DE ESTRIBOS



Ø	ldg	0.8*ldg
3/8"	0.20	0.16
1/2"	0.30	0.25
5/8"	0.35	0.30
3/4"	0.40	0.32
1"	0.50	0.40

SECCION	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3
REFUERZO	1Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"
REFUERZO	1Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"	2Ø 3/4"

ESCALA 1/25



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:
ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESIS:
OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS MEDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA

TESISTA:
OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN:
PIURA

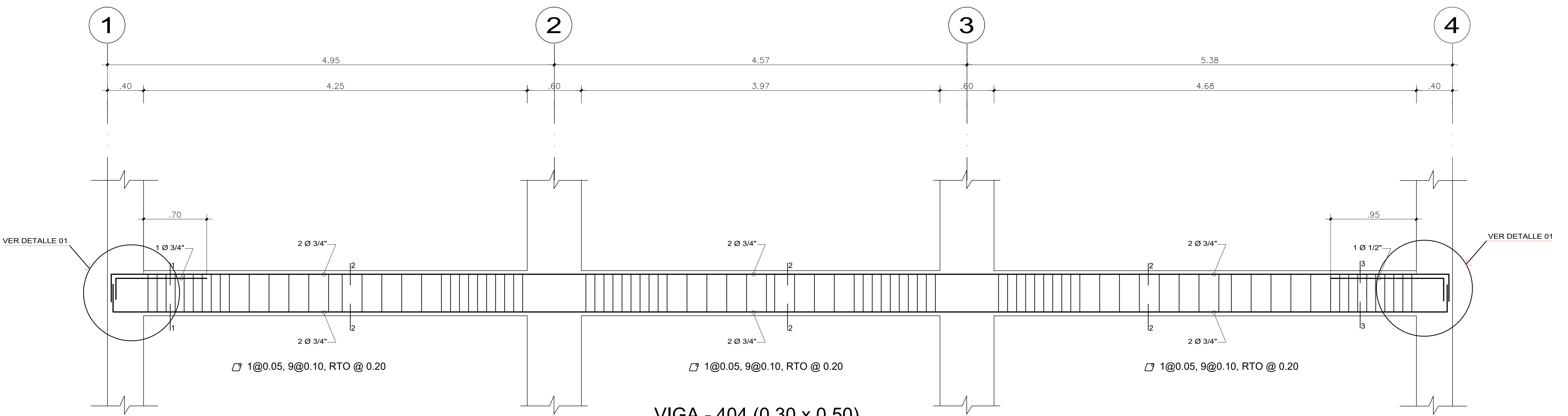
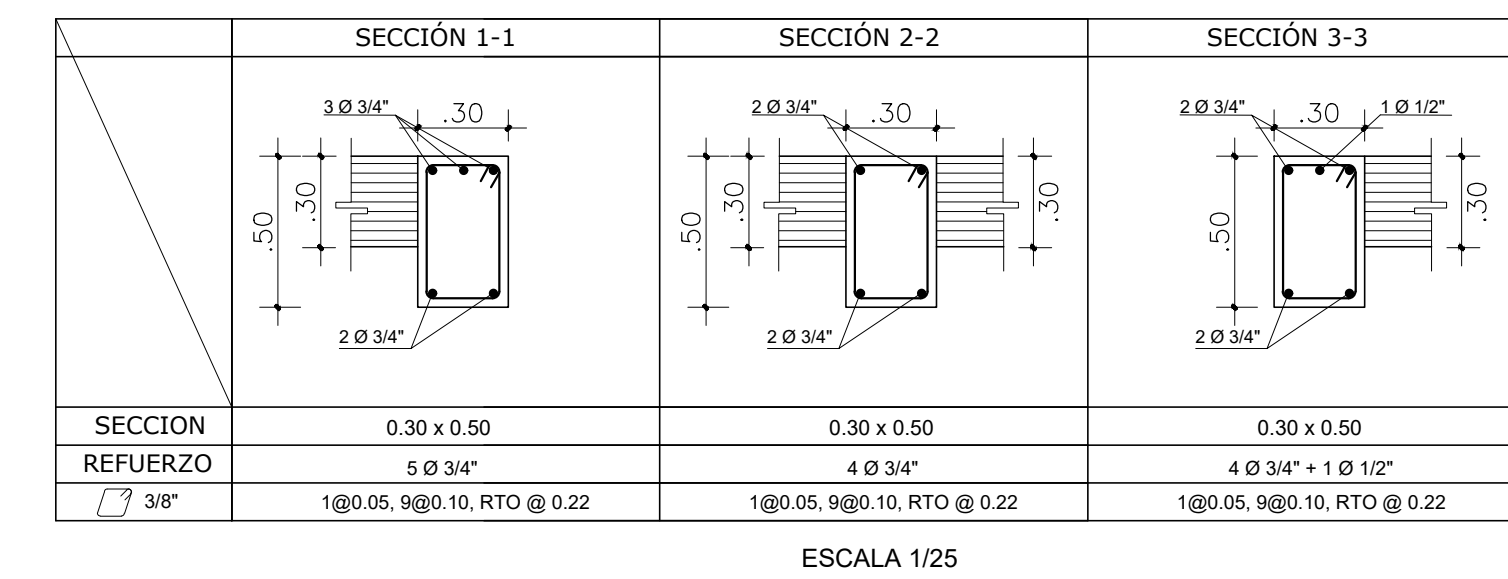
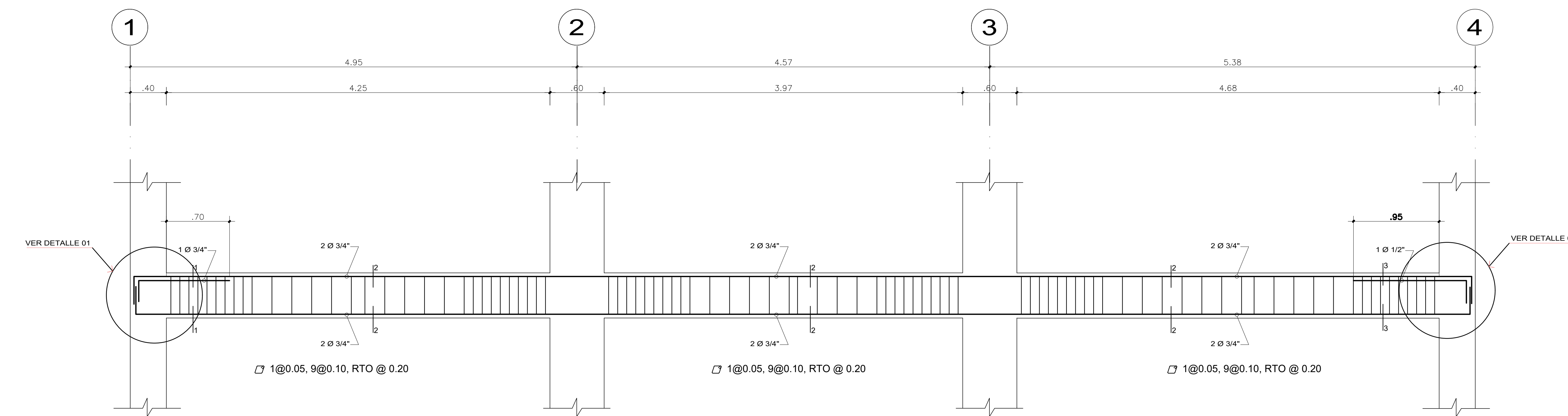
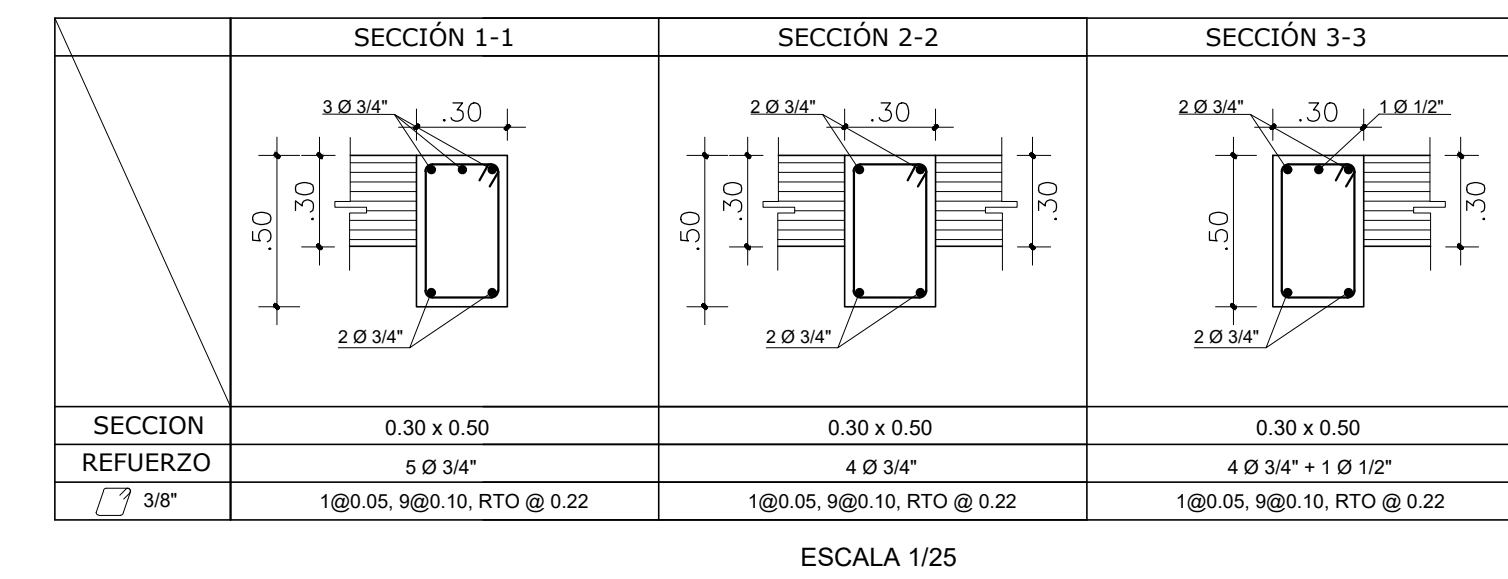
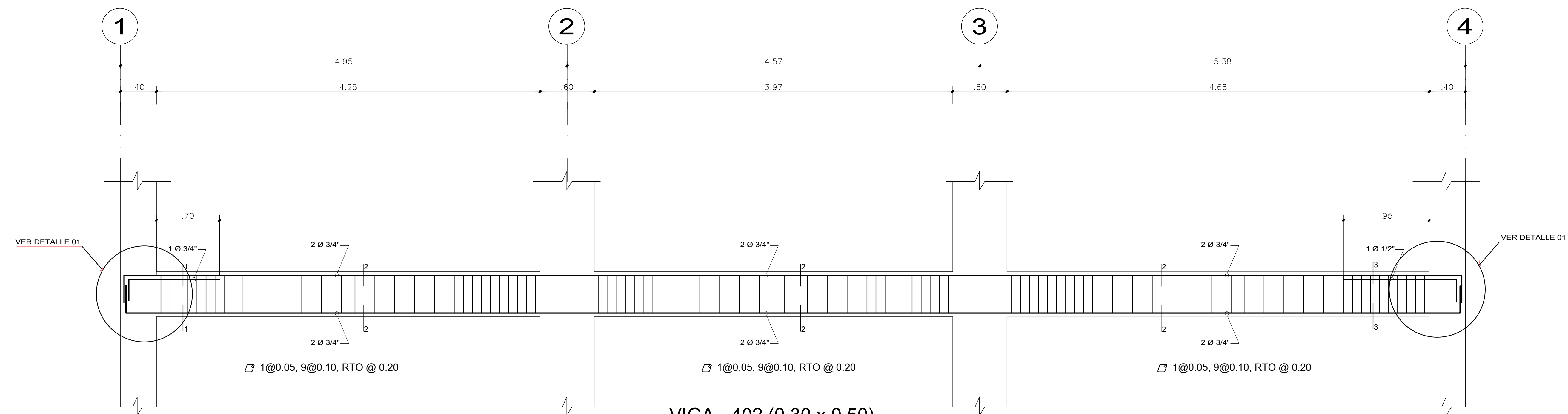
ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
VIGAS

ESCALA:
INDICADA

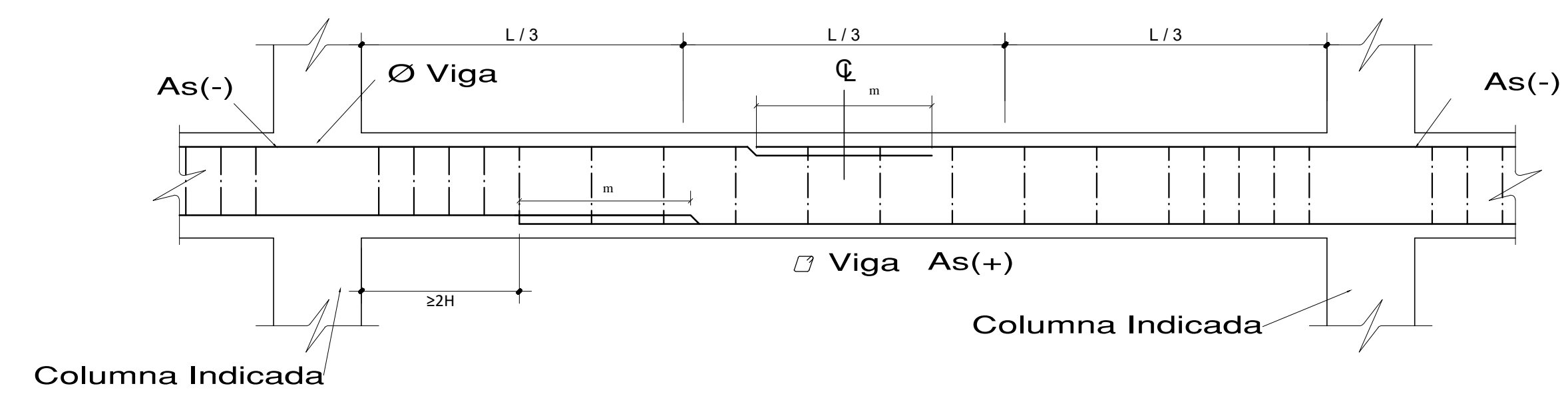
FECHA:
NOVIEMBRE 2020

N° DE LAMINA:
E-17



TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS

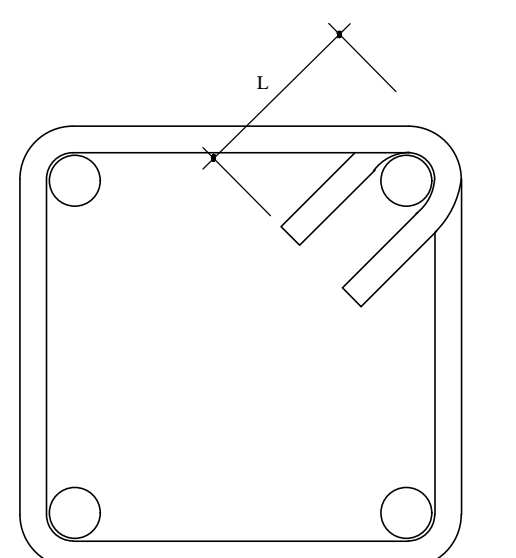
ESC.: 1/25



Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

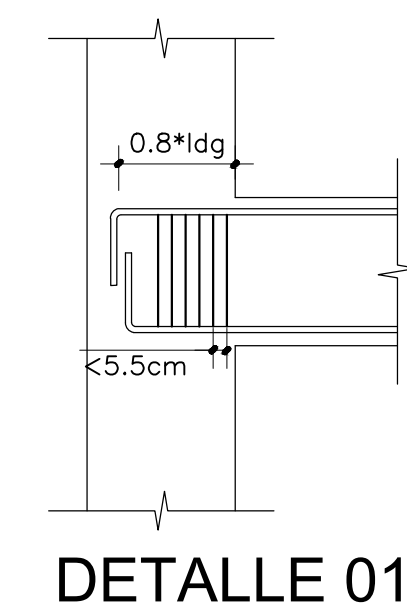
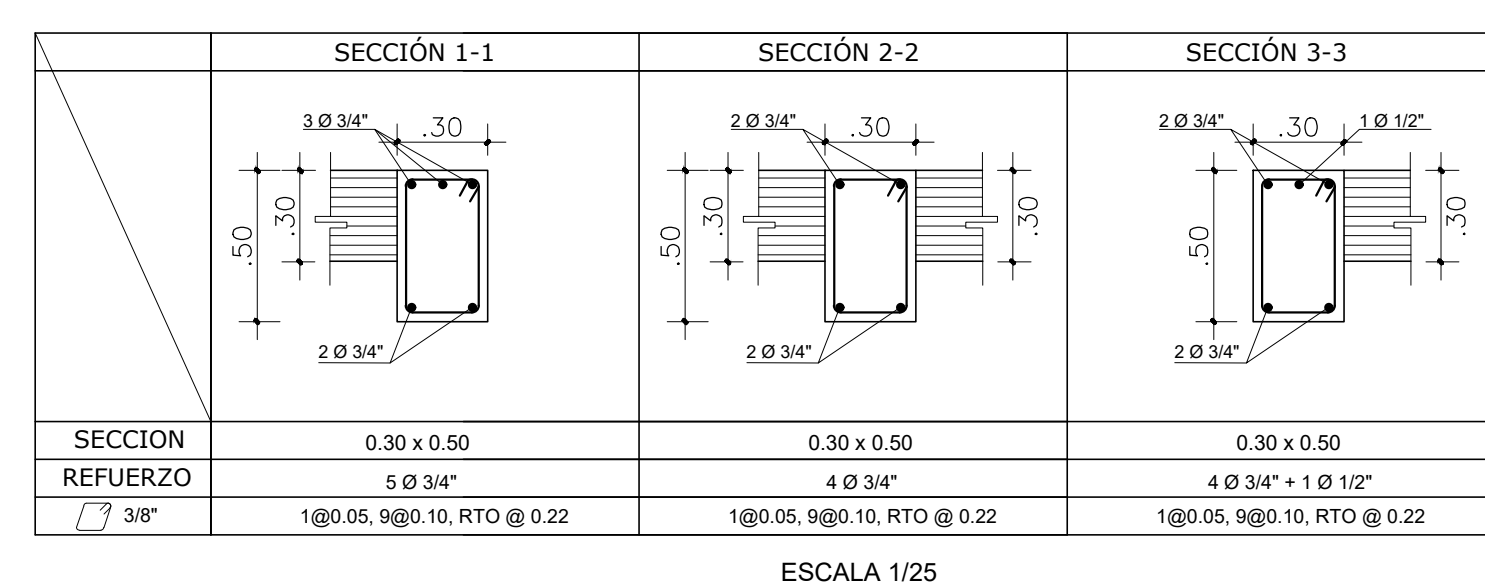
NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES

- 1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
- 2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
- 3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.




Ø	LONGITUD (L)
3/8"	10 cm

DETALLE DE ESTRIBOS



Ø	ldg	0.8*ldg
3/8"	0.20	0.16
1/2"	0.30	0.25
5/8"	0.35	0.30
3/4"	0.40	0.32
1"	0.50	0.40



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:

ING. CARMEN CHILON MUÑOZ

TESISTA:

OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA

UBICACIÓN:

PIURA

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

VIGAS

ESCALA:

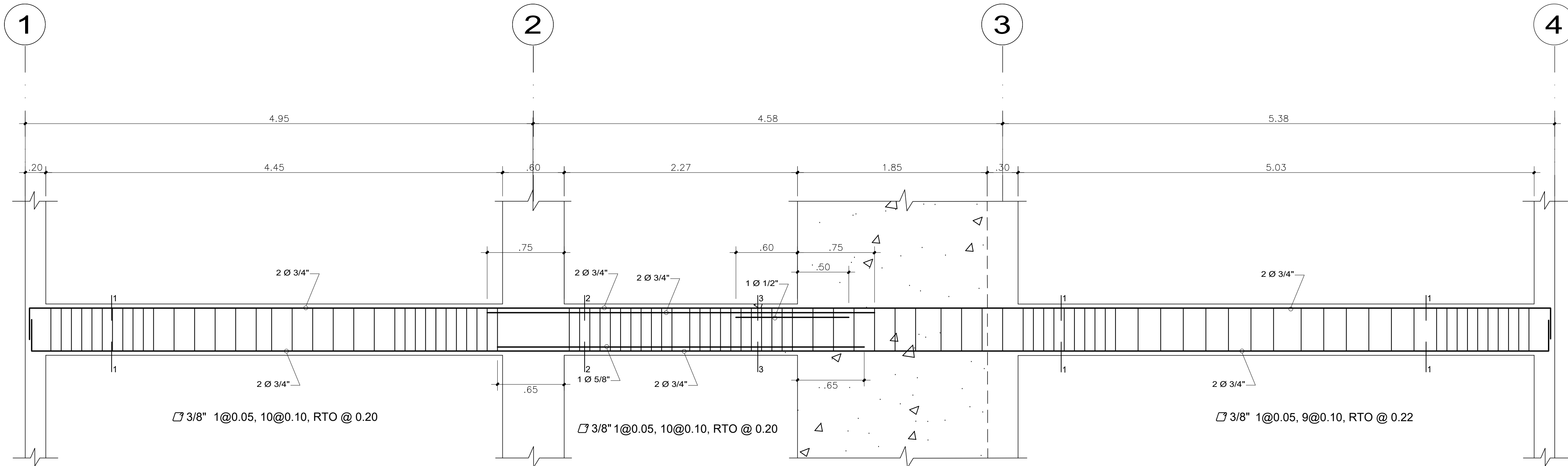
INDICADA

FECHA:

NOVIEMBRE 2020

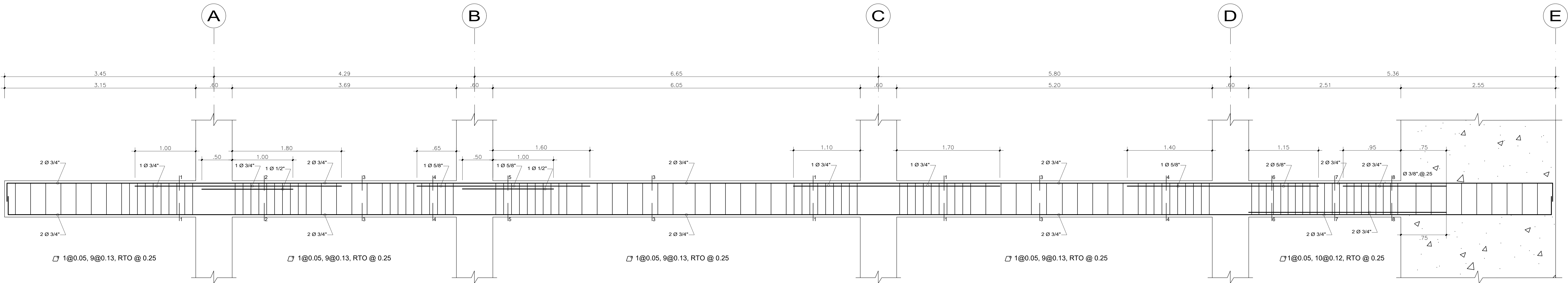
N° DE LAMINA:

E-18



SECCIÓN	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3
REFUERZO	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"
SECCIÓN	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50
REFUERZO	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"
SECCIÓN	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50	0.30 x 0.50
REFUERZO	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"

VIGA - 405 (0.30 x 0.50)
TERCER NIVEL
EJE E - E
ESCALA : 1/25

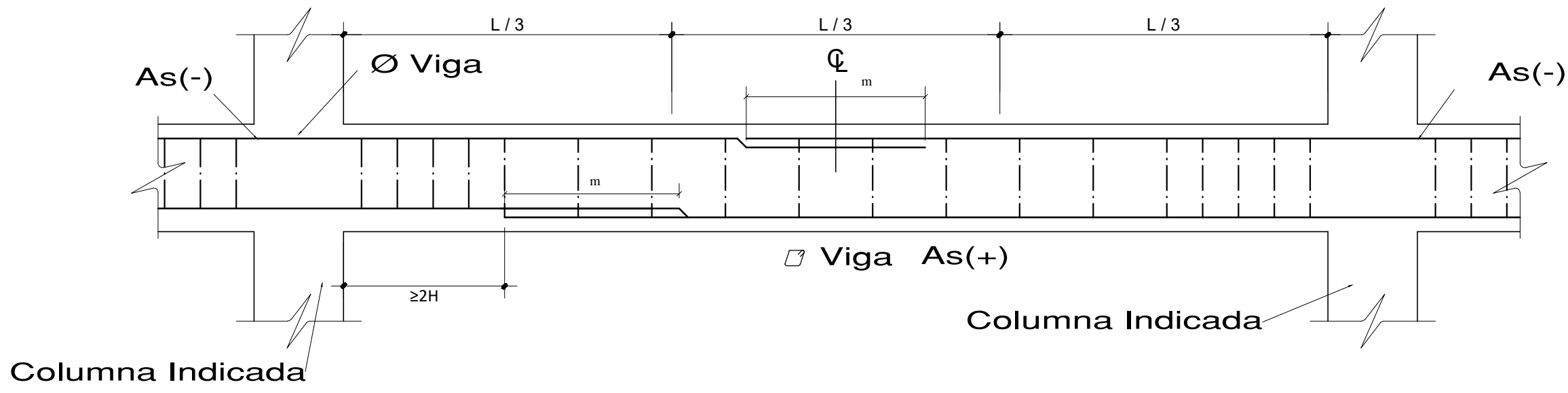


VIGA - 406 (0.30 x 0.60)
TERCER NIVEL
EJE 1 - 1
ESCALA : 1/25

SECCIÓN	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5	SECCIÓN 6-6	SECCIÓN 7-7	SECCIÓN 8-8
REFUERZO	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"
SECCIÓN	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"
SECCIÓN	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"	2 Ø 3/4"

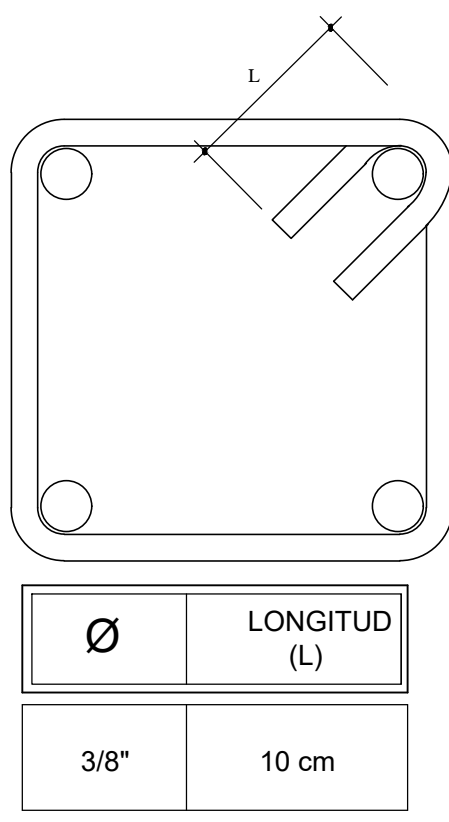
TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS

ESC.: 1/25

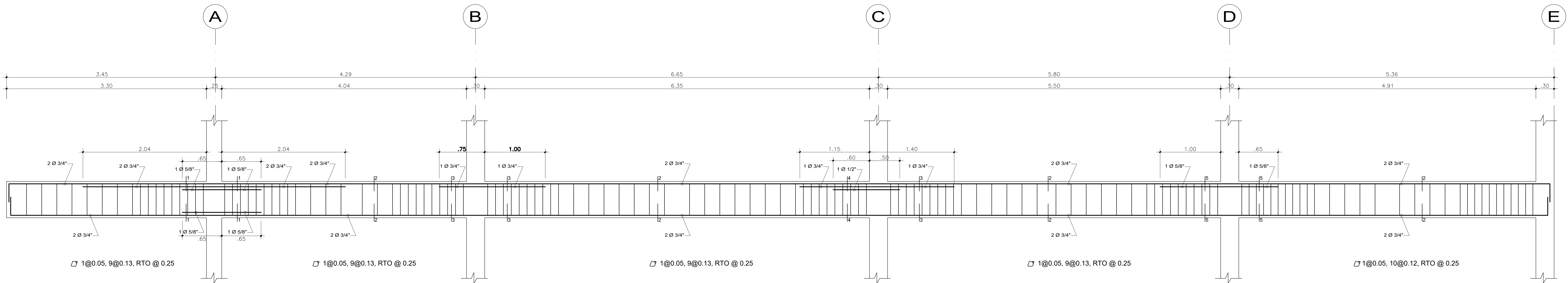


Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.



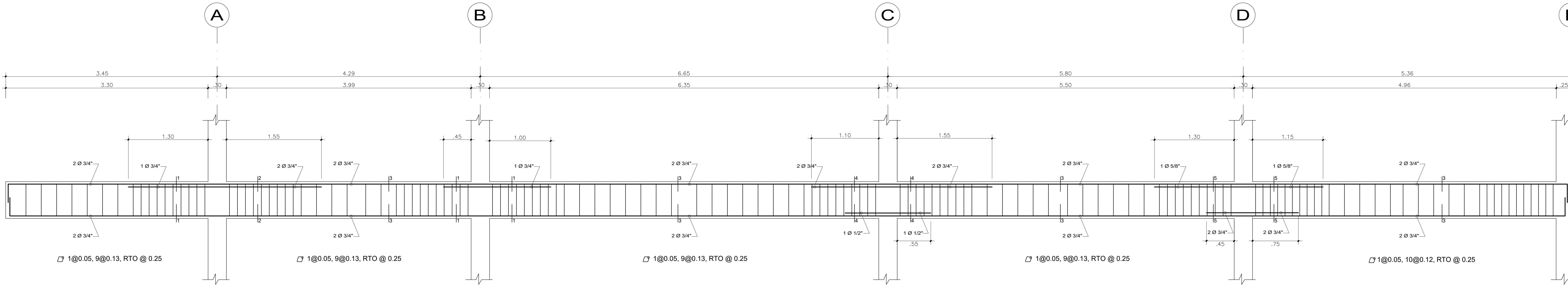
DETALLE DE ESTRIBOS



VIGA - 407 (0.30 x 0.60)
TERCER NIVEL
EJE 2 - 2
ESCALA : 1/25

SECCION	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5
REFUERZO	7 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"	4 Ø 3/4"	5 Ø 3/4"	5 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	4 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"
	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25

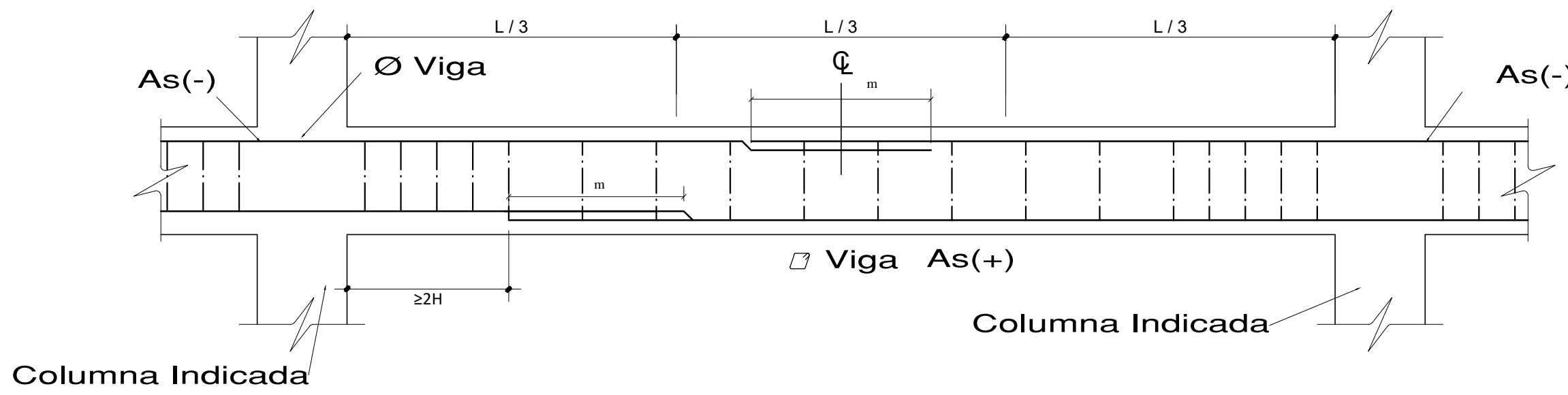


VIGA - 408 (0.30 x 0.60)
TERCER NIVEL
EJE 3 - 3
ESCALA : 1/25

SECCION	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4	SECCIÓN 5-5
REFUERZO	5 Ø 3/4"	6 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	6 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	6 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"
	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25	1ØØ.05, 9ØØ.13, RTO @ 0.25

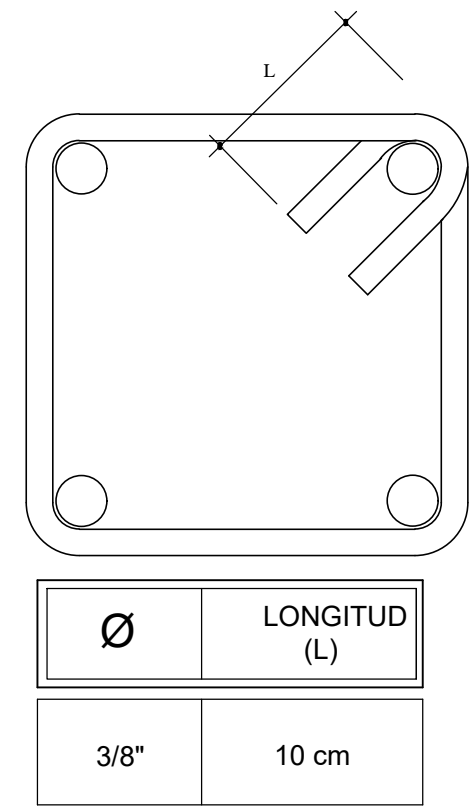
ESCALA 1/25

TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS
ESC.: 1/25



Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

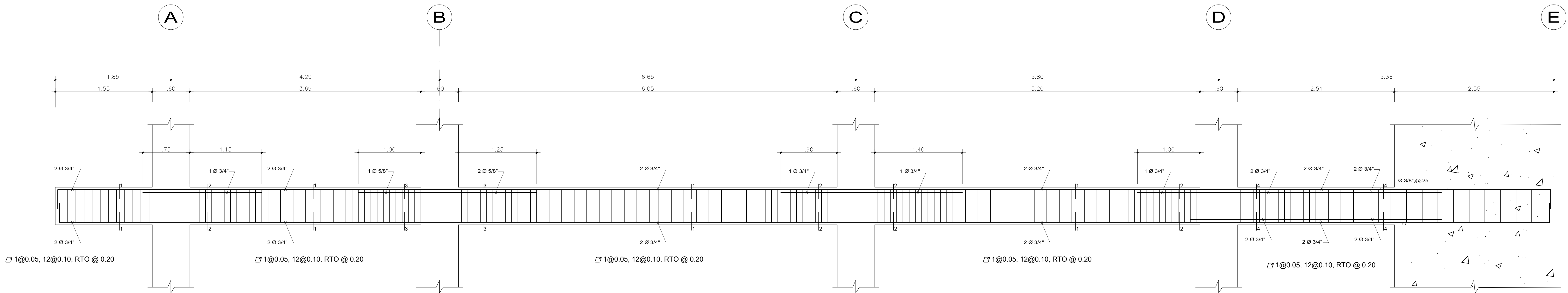
- NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
- 1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
 - 2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
 - 3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.





"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR: ING. CARMEN CHILON MUÑOZ	TESISTA: OTONAR ENRIQUE HURTADO ARANA	N° DE LAMINA:
TESIS: OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROYECTO CONSULTORIOS MEDICOS DE LA CIUDAD DE PIURA	UBICACIÓN: PIURA	E-20
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
	PLANO: VIGAS	
	ESCALA: INDICADA	

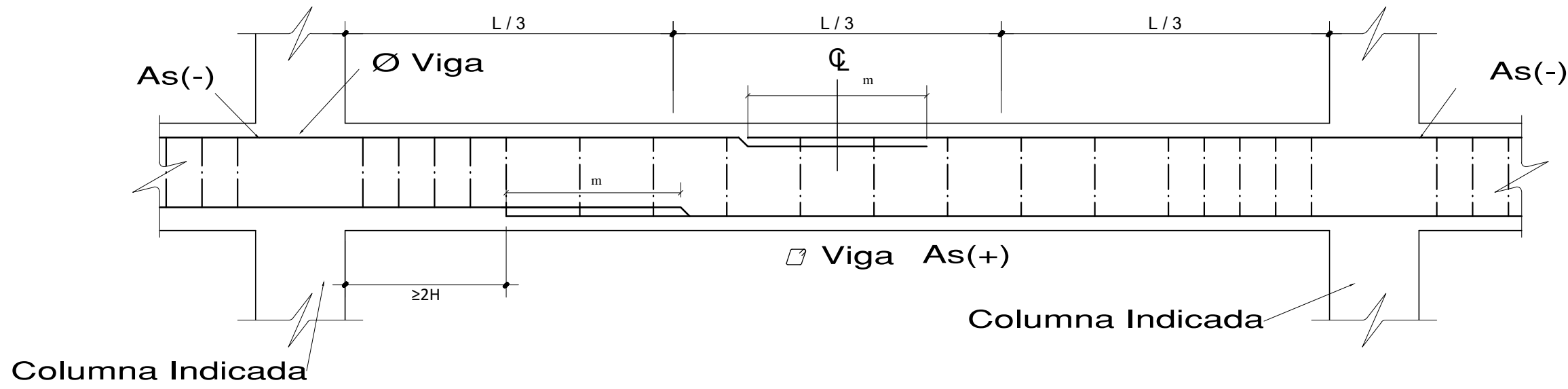


VIGA - 409 (0.30 x 0.60)
TERCER NIVEL
EJE 4 - 4
ESCALA : 1/25

	SECCIÓN 1-1	SECCIÓN 2-2	SECCIÓN 3-3	SECCIÓN 4-4
SECCION	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60	0.30 x 0.60
REFUERZO	4 Ø 3/4"	5 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	5 Ø 3/4"
	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25	1Ø0.05, 9Ø0.13, RTO @ 0.25

ESCALA 1/25

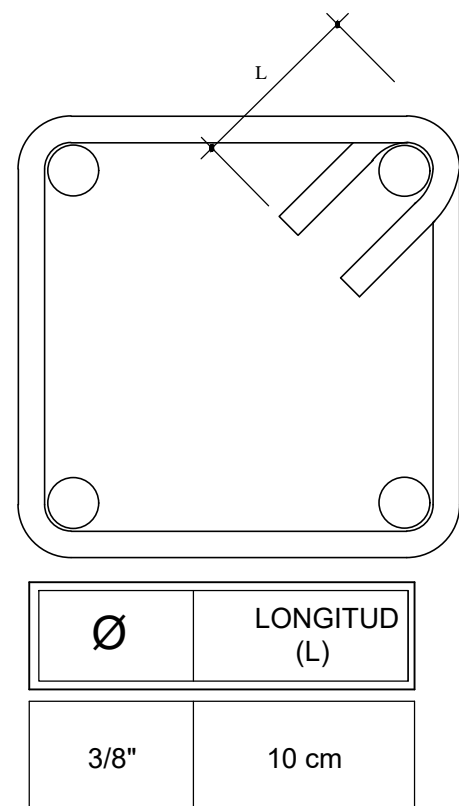
TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS
ESC.: 1/25



Ø s	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES

- 1.-ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
- 2.-ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
- 3.-ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.



DETALLE DE ESTRIBOS